

# **COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE EM ARCO EXISTENTE PARA TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE**

**PEDRO AIRES MOREIRA MONTENEGRO E ALMEIDA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

---

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Fevereiro de 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miiec@fe.up.pt](mailto:miiec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.





Aos meus pais e irmãos

*“Souberam-no os alunos árdus de Pitágoras:  
tudo, ciclicamente, regressa,  
a côncava noite lide por Anaxágoras,  
a água original dos mitos e de Tales,  
o ar, etéreo e frágil, de Anaxímenes,  
e até, de Anaximandro, o apeiron divino e infinito,  
como, de Empédocles, as Purificações.”*

*in Sagrado Letes, Aires Montenegro*



## ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL .....	V
AGRADECIMENTOS.....	VII
RESUMO.....	IX
ABSTRACT .....	XI
ÍNDICE DE TEXTO.....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIX
ÍNDICE DE QUADROS .....	XXV
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES RELATIVOS A PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE .....	23
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO.....	51
4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO.....	105
5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO .....	127
6. CONCLUSÕES .....	139
BIBLIOGRAFIA.....	B.1
A1. CÓDIGO EM APDL DAS MATRIZES DE FORÇAS NODAIS EQUIVALENTES USADAS NA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS.....	A.1
A2. CÓDIGO EM APDL PARA A IMPLEMENTAÇÃO DA ANÁLISE TRANSITÓRIA NO PROBLEMA DE CARGAS MÓVEIS .....	A.7
A3. CÓDIGO EM APDL PARA A REALIZAÇÃO DO PÓS-PROCESSAMENTO DOS RESULTADOS .....	A.11
A4. CÓDIGO EM APDL DO CÁLCULO DAS FORÇAS MODAIS AO LONGO DO ESPAÇO PERCORRIDO PELO COMBOIO.....	A.15





## AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho, gostaria de deixar expresso o meu profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que de alguma forma contribuíram para a sua concretização, nomeadamente:

- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado, por todas as opiniões e ensinamentos transmitidos, pela atenção dada durante o decorrer deste trabalho e pela sua disponibilidade dedicada para o esclarecimento de todo o tipo de dúvidas;
- Ao Professor Rui Bártolo Calçada, pela forma incansável com que me ajudou em todos os aspectos, pelas palavras de incentivo e acima de tudo de amizade durante todo este trabalho. De realçar a sua disponibilidade ao longo deste tempo, mesmo em momentos em que estava muito ocupado, nunca me recusando qualquer tipo de esclarecimento;
- À Engenheira Ana Isabel Silva da REFER, pelo fornecimento dos elementos relativos ao projecto da ponte de S. Lourenço;
- Ao amigo e Mestre Diogo Ribeiro, pela grande ajuda proporcionada, pelos ensinamentos transmitidos sobre o tema desta dissertação, pelas importantes trocas de ideias para o melhoramento deste trabalho e pela sua grande disponibilidade demonstrada ao longo de todo este tempo;
- Aos amigos Carlos Albuquerque e Sílvio Gonçalves, pelos vários ensinamentos, nomeadamente sobre modelação em ANSYS e programação em APDL, que proporcionaram o ponto de partida para o desenvolvimento deste trabalho;
- A todo o grupo de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, que proporcionou a realização de ensaios experimentais, importantíssimos para o enriquecimento deste trabalho. Além disso, de realçar a sua disponibilidade para o esclarecimento de qualquer dúvida a qualquer hora;
- A todos os meus amigos que, apesar de não terem contribuído directamente para a realização deste trabalho, nunca deixaram de me incentivar para a sua conclusão. Peço-lhes desculpas pelos jantares e festas que cheguei atrasado ao longo de todo este tempo, prometendo compensá-los da melhor forma possível num futuro breve. Um agradecimento em especial para os amigos e engenheiros Artur Santos, João Rosas, Jorge Veludo, Miguel Vieira, Pedro Baltazar e Rui Conceição;
- Um agradecimento especial à Magda, que me deu uma ajuda fundamental na recta final deste trabalho através de palavras de incentivo, importantíssimas para me dar confiança e para que tudo corresse o melhor possível.
- A toda a minha família, em especial aos meus pais e irmãos, que sempre me incentivaram para eu fazer o meu melhor e me compreenderam em momentos de maior nervosismo ao longo do período de elaboração desta dissertação.



## RESUMO

O principal objectivo da presente dissertação consistiu no estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em arco existente, a ponte de S. Lourenço, sob acção de tráfego de alta velocidade.

O estudo envolveu uma sistematização das principais metodologias de análise dinâmica, as analíticas, numéricas, simplificadas e empíricas, tendo-se dado especial atenção à metodologia numérica com recurso a cargas móveis, visto ter sido a adoptada para o estudo da ponte de S. Lourenço. Foram ainda especificados os aspectos regulamentares preconizados pelas normas para o dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade no que diz respeito à segurança estrutural, à segurança da via e ainda ao conforto dos passageiros.

Desenvolveu-se um modelo numérico da ponte com recurso ao programa de cálculo comercial ANSYS, a partir de resultados obtidos numa campanha experimental realizada no decorrer deste trabalho. Durante a campanha experimental foi realizado um ensaio de vibração ambiental com o intuito de se determinarem características dinâmicas da ponte, como as suas frequências naturais e modos de vibração. Foi ainda efectuado um ensaio de vibração sob tráfego ferroviário com o objectivo de se medirem registos de acelerações no tabuleiro devido à passagem de diversos tipos de comboios. Tendo em conta os resultados obtidos, efectuou-se a calibração do modelo de modo a que este representasse, o mais fidedignamente possível, o que se passa na realidade. Este modelo foi desenvolvido com recurso a elementos de volume tridimensionais, o que revelou ser muito pesado em termos de tempo dispendido para a realização das análises dinâmicas. Por tal, foi criado um segundo modelo, mais simples, através de elementos de casca, tornando-o mais leve, sendo o número de nós deste modelo cerca de vinte vezes inferior ao do primeiro.

Após concluída a modelação numérica da ponte de S. Lourenço, efectuaram-se as análises dinâmicas para a passagem dos diversos comboios da rede de alta velocidade europeia, para o Alfa-Pendular e ainda para os dez comboios referentes ao modelo de alta velocidade HSLM-A (*“High Speed Load Model A”*). Foram estudados os efeitos de ressonância provocados pela actuação de cargas dinâmicas que amplificam a resposta da ponte, podendo causar danos à estrutura.

Por último, efectuou-se uma avaliação do comportamento estrutural da ponte em estudo, visando controlar aspectos relativos à segurança estrutural, segurança da via e ainda o conforto dos passageiros. Quanto ao primeiro ponto, foram comparadas as respostas obtidas através da análise dinâmica com uma análise estática. A segurança da via foi estudada tendo em vista o controlo de acelerações e deformações do tabuleiro bem como o levantamento dos apoios. Por fim, a análise do conforto dos passageiros foi efectuada tendo em conta um método simplificado, preconizado pelas normas europeias, que relaciona o vão da ponte com o deslocamento máximo vertical do tabuleiro devido à actuação do modelo LM71. A estrutura mostrou um comportamento adequado neste aspecto, obtendo-se um grau de conforto Muito Bom.

**PALAVRAS-CHAVE:** alta velocidade, análise dinâmica, ponte em arco, calibração de modelo, ensaio experimental



## ABSTRACT

The aim of the current thesis is to study the dynamic behaviour of an existing arch railway bridge, the bridge of S. Lourenço, under high speed railway traffic.

The study involved systematizing the main dynamic analysis methodologies such as the analytical, numerical, simplified and empirical ones, having been given special attention to the numerical methodology with moving loads since this was the one adopted in the study of S. Lourenço bridge. The normative aspects of the design of high speed railway bridges were also taken into account, namely those for verification of structural safety, track safety and passenger comfort.

A numeric model of the bridge was developed with the computer program ANSYS, based on the results of an experimental campaign that took place during this work. This campaign included an environmental vibration test whose main purpose was to determine dynamic characteristics of the bridge such as natural frequencies and vibration modes. A vibration test under railway traffic followed in order to measure deck accelerations caused by the passage of different types of trains. Taking these results into account, the numeric model was updated aiming to reproduce, in a trustworthy way, real situations. This model was developed using three-dimensional volume elements, resulting in an extremely heavy model due to the amount of time needed to run the analyses. As an attempt to lighten this process a second model was created, this time using shell elements which helped reducing the number of nodes in over twenty times.

Once the modelling was complete, dynamic analyses were performed for the passage of the various types of trains circulating on the European high speed railway network, as well as for the Alfa Pendular train and the ten HSLM-A trains (“High Speed Load Model A”). These analyses allowed studying resonance effects triggered off by dynamic loads that amplify the bridge’s response and may cause damage to the structure.

Finally, an evaluation of the structural behaviour of the bridge was made, focusing on controlling aspects related to structural safety, track safety and passenger comfort. Regarding structural safety, responses obtained through dynamic and static analysis were compared. Track safety was studied to control deck accelerations and deformations as well as support uplifting. Passenger comfort analysis was ultimately performed through a simplified method proposed by the norms, which relate the bridge span to the maximum vertical displacement of the deck under the application of the LM71 model. The structure proved to have an adequate behaviour concerning passenger comfort, rating Very Good in this particular subject.

**KEYWORDS:** high speed, dynamic analysis, arch bridge, model updating, experimental test



# ÍNDICE DE TEXTO

## 1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. ESTUDOS ANTERIORES.....	4
1.3. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EXISTENTES .....	13
1.3.1. Categorias de comboios .....	13
1.3.2. Comboios Articulados.....	15
1.3.3. Comboios Convencionais .....	17
1.3.4. Comboios Regulares .....	19
1.3.5. Redes ferroviárias de alta velocidade fora da Europa.....	19
1.4. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA TESE .....	21

## 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES RELATIVOS A PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

2.1. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA .....	23
2.1.1. Metodologias analíticas .....	23
2.1.2. Metodologias numéricas.....	23
2.1.2.1. Problema de cargas móveis.....	24
2.1.2.2. Problema com interacção ponte-comboio.....	26
2.1.3. METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS .....	30
2.1.3.1. Método da Decomposição da Excitação de Ressonância (DER).....	30

2.1.3.2. Método da Linha de Influência Residual (LIR) .....	32
2.1.4. METODOLOGIAS EMPÍRICAS.....	33
<b>2.2. IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA ANSYS DE UMA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS .....</b>	<b>34</b>
2.2.1. FASE DE PRÉ-PROCESSAMENTO.....	35
2.2.1.1. Formação da matriz de cargas nodais equivalentes.....	35
2.2.1.2. Análise Transitória.....	37
2.2.2. FASE DE CÁLCULO.....	37
2.2.3. FASE DE PÓS-PROCESSAMENTO .....	38
2.2.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA .....	38
<b>2.3. FENÓMENO DE RESSONÂNCIA .....</b>	<b>29</b>
<b>2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS .....</b>	<b>41</b>
2.4.1. CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA .....	42
2.4.2. VERIFICAÇÃO RELATIVA À SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	44
2.4.3. VERIFICAÇÃO RELATIVA À SEGURANÇA DA VIA .....	45
2.4.3.1. Aceleração vertical do tabuleiro .....	46
2.4.3.2. Deformação vertical do tabuleiro.....	46
2.4.3.3. Levantamento dos apoios .....	46
2.4.3.4. Deformação longitudinal do tabuleiro.....	46
2.4.4. VERIFICAÇÃO RELATIVA AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS .....	47

### **3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO**

<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>51</b>
<b>3.2. DESCRIÇÃO DA PONTE .....</b>	<b>51</b>
<b>3.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>56</b>
3.3.1. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL .....	56



3.3.2. ENSAIO DINÂMICO SOB TRÁFEGO FERROVIÁRIO .....	60
<b>3.4. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DE VOLUME .....</b>	<b>62</b>
3.4.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	62
3.4.2. MATERIAIS .....	63
3.4.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS .....	64
3.4.4. TABULEIRO .....	64
3.4.4.1. Arcos .....	65
3.4.4.2. Contraventamentos .....	68
3.4.5. CALIBRAÇÃO DO MODELO .....	70
3.4.5.1. Análise Modal .....	70
3.4.5.2. Inclusão da via .....	71
3.4.5.3. Análise paramétrica do módulo de elasticidade do betão e do balastro .....	76
3.4.5.4. Modelação dos apoios .....	81
3.4.5.5. Análise paramétrica da massa estrutura, do módulo de elasticidade do betão e da borracha .....	85
3.4.6. VALIDAÇÃO DO MODELO .....	93
3.4.7. CONCLUSÃO .....	94
<b>3.5. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DE CASCA .....</b>	<b>95</b>
3.5.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	95
3.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO .....	96
3.5.2.1. Tabuleiro .....	96
3.5.2.2. Arcos .....	98
3.5.2.3. Contraventamentos .....	99
3.5.2.4. Via .....	99
3.5.3. VALIDAÇÃO DO MODELO .....	100
3.5.3.1. Validação com base nas frequências .....	100

3.5.3.2. Validação com base na resposta dinâmica.....	102
<b>3.6. CONCLUSÃO.....</b>	<b>103</b>

## **4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO**

<b>4.1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>105</b>
<b>4.2. PRESSUPOSTOS DA ANÁLISE DINÂMICA.....</b>	<b>105</b>
<b>4.3. CENÁRIOS DE ANÁLISE.....</b>	<b>107</b>
<b>4.4. ANÁLISE DINÂMICA.....</b>	<b>109</b>
4.4.1. ESTUDO DOS EFEITOS DE RESSONÂNCIA.....	109
4.4.1.1. Previsão das velocidades de ressonância.....	109
4.4.1.2. Resultados obtidos.....	111
4.4.2. REGISTOS TEMPORAIS.....	117
4.4.3. FENÓMENO DE CANCELAMENTO DE RESSONÂNCIA.....	122
<b>4.5. CONCLUSÕES.....</b>	<b>125</b>

## **5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO**

<b>5.1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>127</b>
<b>5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....</b>	<b>128</b>
5.2.1. RESPOSTA DINÂMICA DOS COMBOIOS REAIS.....	128
5.2.2. RESPOSTA ESTÁTICA DOS COMBOIOS REAIS.....	128
5.2.3. RESPOSTA ESTÁTICA DOS COMBOIOS REAIS AMPLIFICADA.....	129
5.2.4. RESPOSTA ESTÁTICA PARA O MODELO LM71.....	130
5.2.5. COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES EFECTUADAS.....	131

<b>5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA .....</b>	<b>133</b>
5.3.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO.....	133
5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO.....	134
5.3.3. LEVANTAMENTO DOS APOIOS .....	135
5.3.4. DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO .....	135
<b>5.4. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS .....</b>	<b>136</b>
<b>5.5. CONCLUSÕES.....</b>	<b>137</b>

## **6. CONCLUSÕES**

<b>6.1. CONCLUSÕES GERAIS .....</b>	<b>139</b>
<b>6.2. PERSPECTIVAS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>143</b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

## 1. INTRODUÇÃO

Figura 1.1: Actual e futura extensão da Rede de Alta Velocidade a nível mundial.....	2
Figura 1.2: Rede Europeia de Alta Velocidade actual e estimada para 2020.....	2
Figura 1.3: Futura rede portuguesa de Alta Velocidade .....	3
Figura 1.4: Modelo de cargas LM71 desenvolvido pela UIC.....	5
Figura 1.5: Comparação dos resultados dinâmicos com os resultados regulamentares.....	6
Figura 1.6: Função de transferência em função da aceleração (a) e da frequência de excitação (f).....	7
Figura 1.7: História temporal das reacções do pilar em estudo na ponte sobre o Rio Tejo.....	8
Figura 1.8: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo UNIV-A com comboio TALGO e VIRGIN.....	9
Figura 1.9: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo UNIV-A definitivo com os diferentes comboios de alta velocidade .....	10
Figura 1.10: Modelo de cargas universal HSLM-A .....	10
Figura 1.11: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo HSLM-A com os diferentes tipos de comboio de alta velocidade existentes.....	11
Figura 1.12: Comboio Articulado da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade .....	14
Figura 1.13: Comboio Convencional da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade .....	14
Figura 1.14: Comboio Regular da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade .....	15
Figura 1.15: Comboio TGV .....	15
Figura 1.16: Comboio Eurostar .....	16
Figura 1.17: Comboio Thalys2 .....	16
Figura 1.18: Comboio ICE2.....	17
Figura 1.19: Comboio ETR-Y-500.....	17

Figura 1.20: Comboio Virgin .....	18
Figura 1.21: Comboio Alfa Pendular .....	18
Figura 1.22: Comboio TALGO-AVE2 .....	19
Figura 1.23: As diversas gamas do comboio japonês de alta velocidade Shinkansen .....	19
Figura 1.24: Comboio THSR .....	20
Figura 1.25: Comboio KTX .....	20

## 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES RELATIVOS A PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

Figura 2.1: Modelo do comboio para ser usado numa análise com interacção ponte-comboio.....	27
Figura 2.2: Modelos simplificados da interacção ponte comboio.....	29
Figura 2.3: Graus de liberdade e forças de interacção associadas à estrutura e ao veículo .....	29
Figura 2.4: Variação da função de forma $N_i(x)$ no nó $i$ devido à passagem da carga móvel $P_k$ ...	36
Figura 2.5: Validação do programa de cargas rolantes .....	39
Figura 2.6: Caso do incremento de tempo ser metade do período de excitação da onda .....	40
Figura 2.7: Caso do incremento de tempo ser igual ao período de excitação da onda.....	41
Figura 2.8: Fluxograma para determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte.....	43
Figura 2.9: Limites da frequência natural da ponte $n_0$ em função do vão .....	44
Figura 2.10: Esquema para cálculo do deslocamento longitudinal ao nível da superfície do tabuleiro $(\delta_h)$ .....	47
Figura 2.11: Deslocamento vertical máximo $(\delta)$ correspondente a um nível de aceleração vertical das carruagens $(b_v')$ de $1,0 \text{ m/s}^2$ , em função da velocidade $(v)$ .....	48

### 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Figura 3.1: Localização da Ponte de S. Lourenço .....	52
Figura 3.2: Vista geral da Ponte de S. Lourenço .....	52
Figura 3.3: Tabuleiros e passadiços da Ponte de S. Lourenço .....	53
Figura 3.4: Alçado da Ponte de S. Lourenço .....	53
Figura 3.5: Corte transversal da ponte de S. Lourenço .....	54
Figura 3.6: Pormenor da via na ponte de S. Lourenço .....	54
Figura 3.7: Planta da Ponte de S. Lourenço .....	55
Figura 3.8: Ligações arco-tabuleiro.....	55
Figura 3.9: Aparelhos de apoio existentes.....	56
Figura 3.10: Esquema do posicionamento dos aparelhos de apoio .....	56
Figura 3.11: Posição dos sismógrafos móveis (a azul) e fixo (a vermelho) durante o ensaio experimental.....	57
Figura 3.12: Fotografia dos sismógrafos usados durante o ensaio experimental .....	57
Figura 3.13: Estimativas espectrais médias normalizadas das acelerações medidas a 1/2 vão e a 1/3 de vão do tabuleiro.....	58
Figura 3.14: Deformadas dos quatro modos globais no modelo final.....	59
Figura 3.15: Fotografia dos acelerómetros usados durante o ensaio experimental.....	60
Figura 3.16: Registo de acelerações verticais no tabuleiro medido no ensaio experimental.....	60
Figura 3.17: Estimativa da densidade espectral de potência da aceleração.....	61
Figura 3.18: Modelo da Ponte de S. Lourenço com tabuleiro discretizado com elementos de volume .....	62
Figura 3.19: Corte transversal do tabuleiro .....	64
Figura 3.20: Alçado do tabuleiro .....	65
Figura 3.21: Alçado do tabuleiro cotado .....	66
Figura 3.22: Alçado do modelo .....	67

Figura 3.23: Contraventamentos perpendiculares aos arcos.....	68
Figura 3.24: Configurações dos quatro modos globais usados para a calibração do modelo .....	71
Figura 3.25: Corte transversal com via.....	72
Figura 3.26: Esquema das travessas .....	73
Figura 3.27: Modelo da Ponte S. Lourenço incluindo a via.....	75
Figura 3.28: Diagrama representativo do processo de updating .....	76
Figura 3.29: Comparação gráfica da influência do $E_{balastro}$ com o $E_{betão}$ nas frequências numéricas .....	79
Figura 3.30: Aparelho de apoio do tipo “AlgaPot” [38] .....	81
Figura 3.31: Esquema do aparelho de apoio e seus constituintes .....	82
Figura 3.32: Modelação dos aparelhos de apoio com elementos LINK8.....	82
Figura 3.33: Estado plano de deformação .....	83
Figura 3.34: Secções do tabuleiro tendo em conta as tolerâncias geométricas.....	87
Figura 3.35: Sensibilidade das frequências dos quatro modos aos três parâmetros analisados .....	90
Figura 3.36: Função objectivo $(f_{obj})$ em função da variação massa $(\Delta M)$ e do módulo de elasticidade do betão $(\Delta E_{betão})$ para um $E_{borracha}$ de 30 MPa .....	91
Figura 3.37: Configurações dos quatro modos globais no modelo final .....	92
Figura 3.38: Comparação das configurações numéricas e experimentais dos modos globais .....	93
Figura 3.39: Comparação dos resultados numéricos e experimentais relativos à aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do comboio Alfa Pendular .....	94
Figura 3.40: Modelo da Ponte de S. Lourenço com tabuleiro discretizado em elementos de casca ...	95
Figura 3.41: Perfil transversal do tabuleiro modelado.....	97
Figura 3.42: Lei força-deslocamento da interacção via-estrutura .....	99
Figura 3.43: Modelo simplificado com interacção via-estrutura .....	100
Figura 3.44: Configurações dos quatro modos globais no modelo de elementos de casca.....	101
Figura 3.45: Comparação dos resultados numéricos e experimentais relativos à aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do comboio Alfa Pendular .....	102



Figura 3.46: Comparação dos resultados numéricos com os modelos de elementos de volume e de casca relativos à aceleração vertical do tabuleiro para a passagem do comboio Alfa Pendular .....	103
---	-----

## 4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Figura 4.1: Fluxograma justificando a necessidade de realização de uma análise dinâmica .....	107
Figura 4.2: Modelos dos comboios reais .....	108
Figura 4.3: Deslocamentos máximos para a passagem dos comboios reais.....	112
Figura 4.4: Deslocamentos máximos para a passagem dos comboios HSLM-A.....	113
Figura 4.5: Acelerações máximas para a passagem dos comboios reais.....	114
Figura 4.6: Acelerações máximas para a passagem dos comboios HSLM-A.....	115
Figura 4.7: Envolvente dos deslocamentos para a passagem dos comboios reais e HSLM-A .....	116
Figura 4.8: Envolvente das acelerações para a passagem dos comboios reais e HSLM-A .....	117
Figura 4.9: Registos da evolução temporal dos deslocamentos e acelerações para a passagem dos comboios reais .....	119
Figura 4.10: Registos da evolução temporal dos deslocamentos e acelerações para a passagem dos comboios HSLM-A .....	120
Figura 4.11: FFT relativas às acelerações verticais dos quatro comboios tipo analisados.....	121
Figura 4.12: Cancelamento de ressonância para a passagem do TGV .....	123
Figura 4.13: Cancelamento de ressonância para a passagem do TALGO-AVE2.....	124
Figura 4.14: Ressonância para a passagem do VIRGIN.....	125

## 5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Figura 5.1: Posição do LM71 que conduz à resposta máxima em termos de deslocamento vertical ( $\delta_{LM71}$ ) .....	130
---	-----

Figura 5.2: Comparação dos resultados obtidos pelas diferentes análises relativas ao deslocamento vertical a quarto de vão .....	132
Figura 5.3: Comparação entre o limite máximo de acelerações com as acelerações obtidas na análise dinâmica para a passagem dos comboios reais e HSLM-A .....	133
Figura 5.4: Registos da evolução da reacção de apoio para a passagem dos comboios reais .....	135
Figura 5.5: Verificação do nível de conforto dos passageiros para a ponte de S. Lourenço.....	137

# ÍNDICE DE QUADROS

## 1. INTRODUÇÃO

Quadro 1.1: Valores máximos admitidos para frequências e acelerações.....	7
Quadro 1.2: Características do modelo de cargas HSLM-A.....	10
Quadro 1.3: Características dos comboios universais que serviram para a formação do HSLM-A.....	11
Quadro 1.4: Limites inferiores da relação L/f para os três níveis de conforto .....	13

## 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES RELATIVOS A PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

Quadro 2.1: Esquema da metodologia numérica com interação ponte-comboio .....	28
Quadro 2.2: Relações L/D que levam à ressonância máxima ou ao cancelamento da mesma em vigas isostáticas.....	40
Quadro 2.3: Níveis de conforto por base na aceleração das carruagens ( $b_v'$ ) .....	48

## 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Quadro 3.1: Resultados experimentais relativos ao ensaio de vibração ambiental .....	59
Quadro 3.2: Coeficientes de amortecimento determinados através do método do decremento logarítmico.....	61
Quadro 3.3: Características dos elementos de massa “MASS21” .....	63
Quadro 3.4: Características dos materiais existentes.....	64
Quadro 3.5: Características geométricas do arco.....	67
Quadro 3.6: Características geométricas dos contraventamentos .....	69

Quadro 3.7: Frequências naturais do modelo numérico .....	70
Quadro 3.8: Comparação das frequências experimentais com as numéricas.....	71
Quadro 3.9: Características geométricas das travessas.....	73
Quadro 3.10: Características geométricas do perfil UIC54 usado para o carril.....	74
Quadro 3.11: Comparação das frequências experimentais com as numéricas.....	75
Quadro 3.12: Valores dos módulos de elasticidade do betão e do balastro usados na análise paramétrica.....	77
Quadro 3.13: Valores da função objectivo ( $f_{obj}$ ) para cada par de valores estudado.....	78
Quadro 3.14: Comparação numérica da influência do $E_{balastro}$ com o $E_{betão}$ nas frequências numéricas .....	80
Quadro 3.15: Comparação das frequências experimentais com as numéricas.....	80
Quadro 3.16: Deslocamentos admissíveis dos aparelhos de apoio .....	82
Quadro 3.17: Comparação das frequências experimentais e numéricas .....	85
Quadro 3.18: Peso do betão e do balastro do tabuleiro.....	86
Quadro 3.19: Variações dos pesos do betão e do balastro do tabuleiro segundo a norma IAPF .....	86
Quadro 3.20: Tolerâncias geométricas permitidas pela norma NP ENV 13670-1 .....	87
Quadro 3.21: Contabilização do parâmetro massa consoante o tipo de variação.....	87
Quadro 3.22: Variação do módulo de elasticidade do betão devido às tolerâncias geométricas.....	88
Quadro 3.23: Intervalos de variação dos três parâmetros analisados .....	89
Quadro 3.24: Ponto óptimo obtido na análise paramétrica .....	90
Quadro 3.25: Comparação das frequências experimentais e numéricas .....	91
Quadro 3.26: Massas adicionais aplicadas às nervuras do tabuleiro e passadiço.....	97
Quadro 3.27: Comparação das frequências experimentais com as numéricas.....	101

## 4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Quadro 4.1: Coeficientes de amortecimento determinados através do método do decremento logarítmico .....	106
Quadro 4.2: Velocidades de ressonância previstas de uma forma simplificada .....	110
Quadro 4.3: Deslocamentos e acelerações máximos do tabuleiro para a passagem dos comboios reais e do HSLM-A .....	118

## 5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

Quadro 5.1: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise dinâmica ( $\delta_{dyn}$ ) ..	128
Quadro 5.2: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise estática ( $\delta_{sta}$ ) .....	128
Quadro 5.3: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise estática majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica $((1 + \phi' + 0,5\phi'').\delta_{sta})$ .....	130
Quadro 5.4: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pelos diferentes tipos de análise .....	131
Quadro 5.5: Velocidades limite ( $v_{lim}$ ) dos comboios reais para o cumprimento da norma EN1990-AnnexA2 referente à aceleração máxima vertical do tabuleiro .....	134
Quadro 5.6: Reacção vertical do apoio provocada pela passagem dos comboios reais .....	136









# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

No século XXI, com a globalização à escala mundial, há cada vez mais a necessidade de se aproximarem as cidades e os mercados que, há alguns anos atrás, se encontravam a distâncias impossíveis de serem percorridos com os meios de transporte convencionais. Na Europa, e desde a formação da União Europeia, estas necessidades assumem uma importância ainda maior com a liberalização dos mercados e até mesmo com a abolição de fronteiras em certos países desde a aprovação do acordo de Schengen, assinado por Portugal a 25 de Junho de 1992.

Dos vários meios de transporte existentes, o transporte ferroviário é provavelmente o que mais evoluirá no presente século, principalmente com o aparecimento da alta velocidade neste sector.

Com a Alta Velocidade, o transporte ferroviário terá uma tendência cada vez maior de atrair passageiros face a outros meios devido às condições cada vez mais competitivas oferecidas por este meio de transporte.

Toda a Europa tem vindo a desenvolver a Rede de Alta Velocidade e Portugal, com o início do novo século, tem tendência a acompanhar tal evolução. Na década de 1990 efectuaram-se alterações a nível da rede para possibilitar a circulação do Alfa Pendular, comboio que atinge velocidades de 220 km/h. Num futuro muito próximo prevê-se nova remodelação na actual rede para a circulação dos comboios de alta velocidade da rede europeia

Este meio de transporte apresenta inúmeras vantagens, destacando-se desde logo os custos de transporte e motivos ambientais, principalmente em relação ao transporte aéreo e rodoviário. O transporte ferroviário tem uma emissão de gases prejudiciais ao ambiente muito reduzida e, com a implementação das redes de alta velocidade, o tempo de transporte supera em muito o transporte rodoviário e rivaliza com o aéreo. Além destas, há ainda vantagens a nível do conforto de passageiros e a nível da segurança. As estatísticas provam que o número de acidentes neste meio de transporte é muito reduzido face aos seus concorrentes.

A primeira linha ferroviária de alta velocidade foi construída no Japão em 1964, denominada por linha Tokaido Shinkansen, que unia as cidades de Tokyo a Osaka a uma velocidade de 200 km/h. Na Europa, a rede de alta velocidade começou a ser construída em 1981 entre as cidades francesas de Paris e Lyon. Esta linha tinha 410 km de comprimento e possibilitava a circulação à velocidade máxima de 270 km/h. Depois de França seguiram-se os países circundantes como a Alemanha, Holanda, Bélgica, Reino Unido e depois, mais a Sul, Itália e Espanha. Estes países têm já várias

centenas de quilómetros de rede construídos e têm já em curso a construção de novas linhas, como mostra a Figura 1.1.

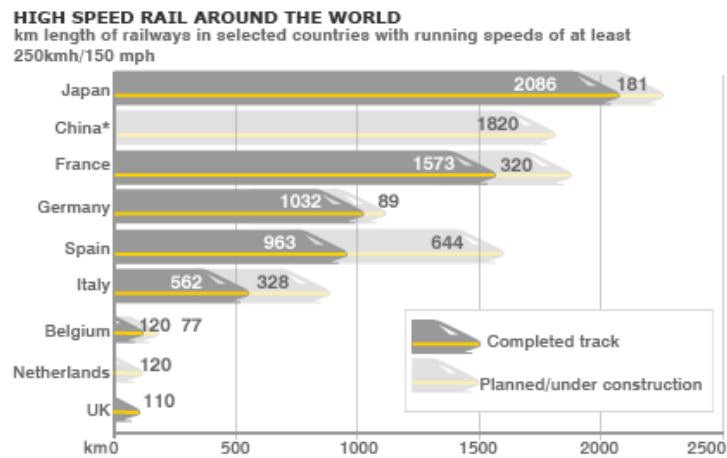


Figura 1.1: Actual e futura extensão da Rede de Alta Velocidade a nível mundial [1]

De realçar ainda que a Rede Ferroviária de Alta Velocidade Europeia cobre já uma vasta área de território, conseguindo satisfazer a necessidade de milhões de pessoas, principalmente nos países da Europa Central. A Figura 1.2 mostra a Rede Europeia actual bem como as linhas que se estima serem construídas até 2020.



Figura 1.2: Rede Europeia de Alta Velocidade actual e estimada para 2020 [2]

Em Portugal, o Alfa Pendular circula na linha remodelada que liga o país de norte a sul, desde a cidade de Braga até Faro, no Algarve. Esta tecnologia implementada em Portugal deriva do comboio italiano Pendolino ETR e atinge velocidades na ordem dos 220 km/h em alguns troços da linha.

Na XIX Cimeira Ibérica de 7 e 8 de Novembro de 2003, na Figueira da Foz [3], chegou-se a acordo sobre a construção de uma rede de alta velocidade que ligue as principais cidades portuguesas a Espanha e por sua vez a toda a rede ferroviária europeia. Foram previstas as ligações Porto – Vigo, Lisboa – Madrid, Aveiro – Salamanca e Faro – Huelva até 2020. Foi ainda prevista a ligação nacional Porto – Lisboa que permitirá o aproveitamento de alguns troços já existentes na linha do Alfa Pendular, mas que terão de ser sujeitos a uma reavaliação das condições de segurança tendo em conta o aumento significativo da velocidade de circulação.

A Figura 1.3 mostra o mapa da Rede de Alta Velocidade prevista para Portugal até 2020.



Figura 1.3: Futura rede portuguesa de Alta Velocidade [4]

O compromisso da construção desta rede foi reafirmado pelo Governo Português na XXI Cimeira Ibérica de 18 e 19 de Novembro de 2005 na cidade portuguesa de Évora [5].

A rede ferroviária de alta velocidade portuguesa terá diversas potencialidades a nível económico e ambiental. De realçar a ligação do país à Europa diminuindo o isolamento geográfico e a possibilidade de fazer com que os portos portugueses, articulados com a rede de alta velocidade, sejam uma “porta de entrada” para a Península Ibérica e consequentemente para o resto da Europa, aproveitando de uma forma muito mais eficaz as potencialidades de Portugal.

As linhas de alta velocidade, tal como já foi dito, requerem análises diferentes das linhas ferroviárias convencionais. No caso em especial das pontes, estas têm de ser submetidas a análises

dinâmicas quando a velocidade de circulação é superior a 200 km/h. Caso contrário, utilizando técnicas mais convencionais como a realização de uma análise estática e posterior aplicação de coeficientes de amplificação dinâmica para simular os efeitos dinâmicos [6], não se conseguiria ter uma noção dos efeitos provocados pela ressonância.

As actuais normas europeias já têm em conta estes efeitos resultantes da alta velocidade através de procedimentos a usar no dimensionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente em aspectos de segurança estrutural, conforto de passageiros e segurança da via. Estas normas sofreram várias evoluções ao longo do tempo, sendo que actualmente já prevêm os efeitos de ressonância, muito por causa dos estudos realizados pela comissão de especialistas D214 do ERRI (European Rail Research Institute) publicados em 2001, sendo ainda hoje, os estudos mais avançados e importantes nesta área da engenharia.

## 1.2. ESTUDOS ANTERIORES

O estudo do comportamento de pontes, quando sujeitos a acções dinâmicas, não é uma matéria muito recente. Foi ainda no século XIX que se fizeram as primeiras abordagens ao comportamento dinâmico deste tipo de estruturas, sendo que esse estudo tem sido alvo de uma evolução constante até aos dias de hoje. É importante por isso referir os momentos mais marcantes desta evolução.

Em 1847 surgiu pela primeira vez a necessidade de se efectuarem estudos na área das amplificações dinâmicas em pontes devido ao colapso de várias pontes em Inglaterra. Isto levou a diversos trabalhos de investigadores, destacando-se os realizados por Melan (1893), Zimmermann (1896), Timoshenko (1922) e Inglis (1934) [7].

A partir dos resultados obtidos por estes estudos começaram a adoptar-se coeficientes de amplificação dinâmica no dimensionamento de pontes. Estes coeficientes têm como principal objectivo a majoração dos valores obtidos no cálculo estático para simular os efeitos das acções dinâmicas. Veio a concluir-se que estes coeficientes tinham uma tendência a diminuir com o aumento do vão da ponte [8].

Havia, então, que procurar uniformizar estes coeficientes nos vários países da Europa. Foi na década de 70 do século XX que se deram os passos mais importantes nesse sentido, quando uma parceria entre a União Internacional dos Caminhos-de-Ferro (UIC) e a ORE desenvolveu uma série de estudos sobre o comportamento dinâmico em pontes ferroviárias, especialmente sobre o tema das amplificações dinâmicas. Entre 1970 e 1979, esta comissão fez mais de 350 medições em várias pontes de diferentes tipos, em modelos reduzidos de pontes e efectuou ainda simulações numéricas de forma a comprovar os ensaios. Tais estudos concluíram que a melhor forma de representar o coeficiente de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi)$  era a seguinte:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda \varphi'' \quad (1.1)$$

em que  $\varphi'$  é a parcela da amplificação dinâmica correspondente a uma via perfeita,  $\varphi''$  é a parcela correspondente às irregularidades dos carris e  $\lambda$  um coeficiente que tem em conta o nível de manutenção da via. Os valores de  $\varphi'$  e  $\varphi''$  dependem da velocidade de circulação do comboio ( $v$ ), da

frequência fundamental vertical de vibração da estrutura ( $f_0$ ) e do comprimento de deformabilidade da estrutura ( $L_\phi$ ) tal como demonstram as seguintes expressões [9]:

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (1.2)$$

onde  $K$  que é dado por:

$$K = \frac{v/f_0}{2L_\phi} \quad (1.3)$$

Após estes estudos, a UIC procurou desenvolver um modelo de cargas que fosse envolvente dos efeitos dinâmicos de diversos comboios. O modelo desenvolvido foi o LM71 (Figura 1.4) e teve como base 6 comboios tipo.

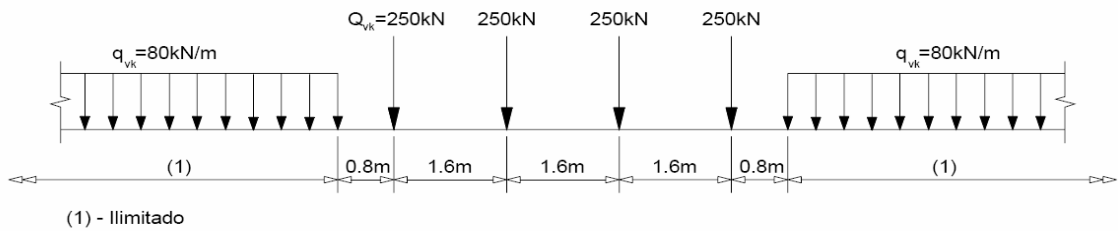


Figura 1.4: Modelo de cargas LM71 desenvolvido pela UIC

Com o aparecimento da alta velocidade algum tempo depois, chegou-se à conclusão que este coeficiente de amplificação dinâmica ( $1 + \phi$ ) proposto pela UIC, apesar de conseguir quantificar os efeitos dinâmicos provocados pelos comboios, não permitia uma correcta avaliação para velocidades superiores a 200 km/h visto não ter em conta os efeitos de ressonância prejudiciais à segurança das pontes. A ressonância é um fenómeno vibratório que ocorre quando a frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura, amplificando os efeitos dinâmicos. Esta ideia foi confirmada em 1992 durante um ensaio de um protótipo do comboio ICE na linha da Deutsche Bahn na Alemanha [7] em que se registaram amplificações dinâmicas excessivas, não cobertas pelo coeficiente de amplificação dinâmica estabelecido pela UIC, justificadas por fenómenos de ressonância.

Foram efectuados vários testes para avaliar esta problemática, onde se efectuaram avaliações dos deslocamentos provocados pela circulação de dois comboios de alta velocidade, o TGV e o ICE2 numa ponte com 10 m de vão. Assim, a Figura 1.5 apresenta os valores máximos obtidos dos deslocamentos para diversas velocidades devido aos efeitos estáticos multiplicados pelo coeficiente de amplificação dinâmica (linhas a cheio) e aos efeitos dinâmicos (linhas a tracejado). De notar que os vários picos de deslocamentos provocados pelos efeitos de ressonância provenientes da análise dinâmica são muito superiores aos deslocamentos que o método regulamentar proposto pela UIC considera. Isto levou a que se tomassem medidas de modo a melhorar os procedimentos de análise que

até aqui eram considerados como suficientes para a análise de pontes ferroviárias para tráfego de alta velocidade.

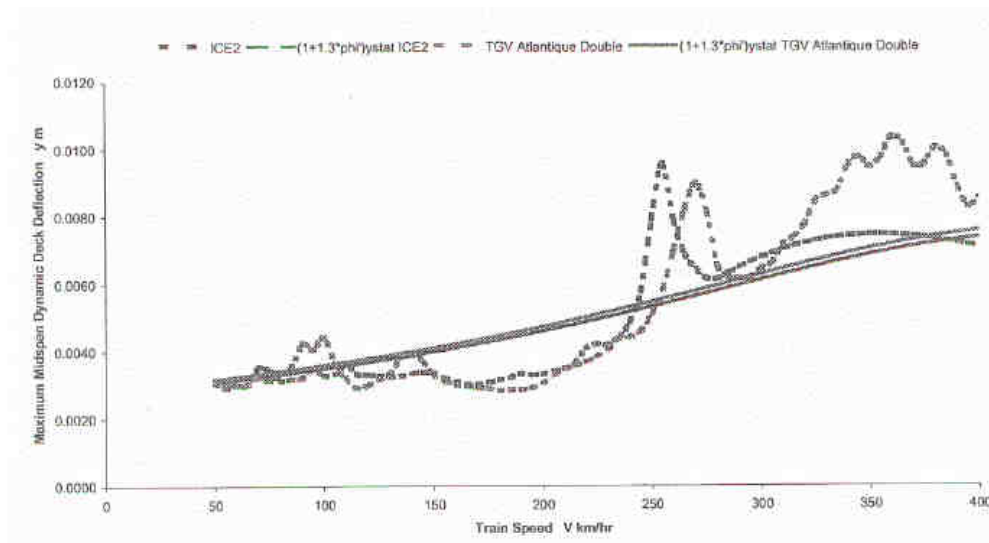


Figura 1.5: Comparação dos resultados dinâmicos com os resultados regulamentares [7]

São várias as razões apontadas para o coeficiente de amplificação dinâmica não conseguir envolver os efeitos dinâmicos devidos a fenómenos de ressonância. Uma delas é o facto das estruturas mais modernas possuírem coeficientes de amortecimento inferiores aos existentes nas estruturas mais antigas. É importante realçar também que, quando se fizeram os estudos que definiram o valor do coeficiente  $(1 + \phi)$ , os comboios utilizados não atingiam velocidades tão elevadas e o seu comprimento e cargas por eixo eram bastante inferiores aos comboios actuais. Estes factores, associados a outros de menor importância, contribuíram para que este método tivesse falhas no que diz respeito aos fenómenos de ressonância.

Os estudos e métodos até aqui desenvolvidos pela UIC eram, portanto, inadequados à avaliação e dimensionamento de estruturas para tráfego de alta velocidade (velocidade de circulação acima dos 200 km/h).

Assim, a UIC formou uma comissão de especialistas D214 do ERRI (European Rail Research Institute) com o objectivo primordial de estabelecer procedimentos de análise que cobrissem não só os efeitos dinâmicos mas também os efeitos devidos à ressonância das estruturas. O relatório final destes estudos (ERRI DS14/RP9, 2001) foi publicado em 2001 e ainda hoje é o trabalho mais importante e actual nesta área.

Uma das conclusões mais importantes deste estudo foi a explicação do desalinhamento da via devido à migração do balastro que ocorria em pontes até 20 m de vão. Este problema trazia problemas para a segurança de circulação e enormes encargos financeiros para a manutenção. O estudo comprovou que estes inconvenientes se davam devido a acelerações excessivas do tabuleiro aquando da passagem de comboios a alta velocidade.

Foram ensaiados em laboratório troços de via balastrada submetida a frequências entre 2 a 20 Hz. Conclui-se que estes fenómenos de instabilidade se davam quando as acelerações verticais do

tabuleiro atingiam valores entre 0,7g e 0,8g e as frequências de excitação atingiam valores altos, já perto dos 20 Hz. A Figura 1.6 mostra o resultado final destes ensaios.

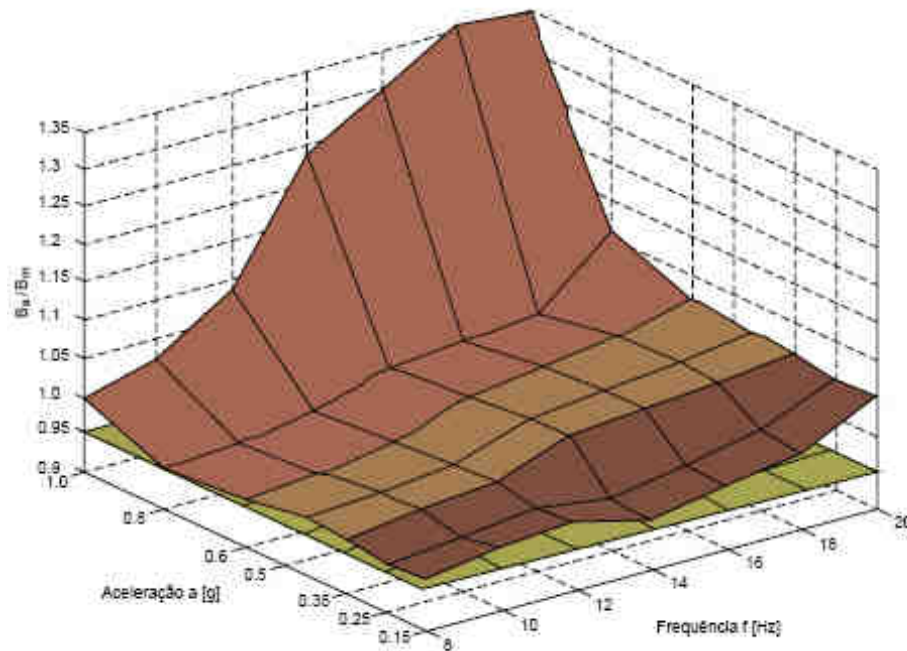


Figura 1.6: Função de transferência em função da aceleração ( $a$ ) e da frequência de excitação ( $f$ ) [7]

A função de transferência ( $B_a/B_m$ ) consiste na relação entre a aceleração medida no interior da camada do balastro ( $B_a$ ) e a aceleração medida na base da camada ( $B_b$ ).

Conclui-se que para evitar este fenómeno de instabilidade da via, é necessário limitar as acelerações verticais no tabuleiro ( $a$ ) e definir a gama de frequências a considerar na análise ( $f$ ), sendo os valores máximos os indicados no Quadro 1.1:

Quadro 1.1: Valores máximos admitidos para frequências e acelerações

	Aceleração (g)	Frequência (Hz)
Vias Balastradas	0,35	30
Vias não Balastradas	0,70	30

No entanto, estes resultados resultam da aplicação de um coeficiente de segurança muito conservativo, de 2. Zacher e Baebler [10], através de numerosos ensaios de laboratório, concluíram que a aplicação de um coeficiente apenas de 1,3 era razoável possibilitando um aumento das acelerações máximas permitidas para 0,55g no caso de vias balastradas e de 0,75g para vias não balastradas.

Esta comissão destacou ainda a importância da avaliação da fadiga quando ocorrem fenómenos de ressonância devido ao aumento bastante significativo do número de ciclos a que a estrutura é submetida [11].

Ainda de destacar o contributo de Goicolea [9], quando realçou a importância do levantamento dos apoios em pontes quando sujeitas à passagem de tráfego de alta velocidade. Foram efectuados estudos num pilar entre dois tramos simplesmente apoiados numa ponte sobre o Rio Tejo aquando da passagem do comboio EUROSTAR às velocidades de 20 e 225 km/h, sendo que a última correspondia a uma velocidade de ressonância. Os resultados obtidos mostram que a vibração pode ser interpretada como um efeito dinâmico positivo ou negativo ( $\pm \Delta E_{dyn}$ ) que soma ou subtrai ao efeito estático (reação no pilar) produzido pela velocidade quase estática de 20 km/h ( $S_{sta}$ ). Quando o efeito total toma valores negativos ( $S_{sta} - \Delta E_{dyn}$ ) significa que a reacção é no sentido ascendente podendo provocar levantamento do apoio. Neste caso, como mostra a Figura 1.7, a reacção desce abaixo do limite mínimo um pouco antes dos 7 segundos, correspondendo ao momento em que o comboio deixa o primeiro tramo. No entanto, devido à acção correspondente ao peso próprio da estrutura, a ponte não iria precisar de ancoragens adicionais para precaver o levantamento do apoio, mas, em certos casos, isso aconteceu tendo por isso que se ter em conta este efeito provocado pela ressonância estrutural.

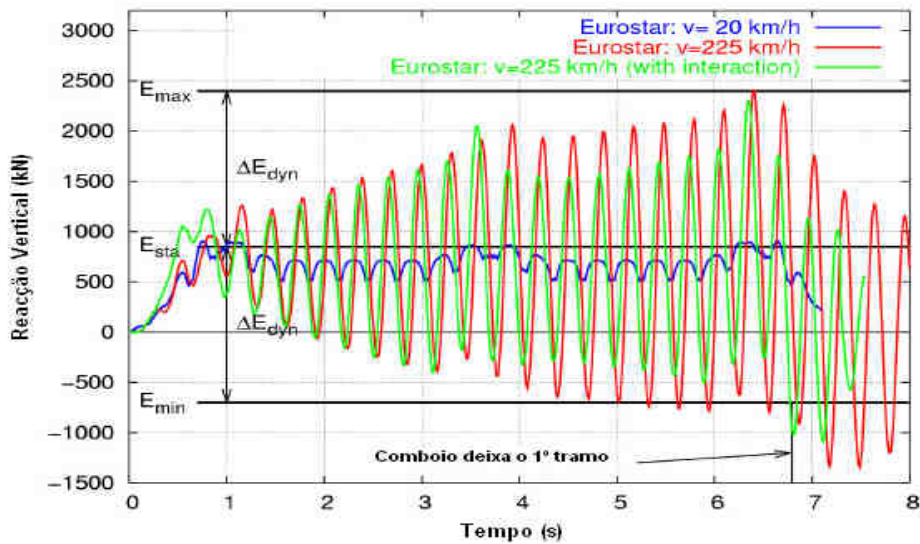


Figura 1.7: História temporal das reacções do pilar em estudo na ponte sobre o Rio Tejo

Os resultados obtidos com este ensaio, entre outros realizados do mesmo tipo, levaram a que fosse proposto um coeficiente de cálculo para avaliação da possibilidade de levantamento de apoio ( $\phi_{min}$ ):

$$\phi_{min} = 2f_e - \phi_r \quad \text{com} \quad \phi_{min} \geq 0 \quad (1.4)$$

onde  $f_e$  é a relação entre a resposta estática de um comboio real e a obtida com o modelo de cargas LM71 e  $\phi_r$  a relação entre a resposta dinâmica máxima e a resposta estática máxima para o mesmo



modelo de cargas. O valor de  $f_e$  encontra-se geralmente entre 0,25 e 0,35 enquanto que  $\phi_r$  deverá ser positivo (condição de não levantamento dos apoios). Se tal não acontecer tem de se garantir que as forças de levantamento provocadas pelas vibrações da estrutura são inferiores às cargas permanentes referentes ao peso próprio, como aconteceu com o ensaio da ponte do Rio Tejo, visto anteriormente.

Tal como foi feito um modelo de cargas que envolvia os efeitos estáticos multiplicados pelo coeficiente de amplificação dinâmica proposto pelo UIC, a comissão D214 do ERRI propôs um novo modelo, mas agora que englobasse não só os efeitos dinâmicos mas também os efeitos de ressonância, tornando assim o modelo universal para o dimensionamento de pontes ferroviárias para tráfego de alta velocidade. Foi criado, assim, o modelo de cargas UNIV-A a partir da variação de distâncias entre eixos ( $D$ ) de 18 a 27 m do comboio EUROSTAR quando este circulava numa ponte composta por tramos simplesmente apoiados. Este modelo criava assim uma envolvente de efeitos dinâmicos que cobria praticamente todos os efeitos criados pelos comboios de alta velocidade à excepção do TALGO e VIRGIN. Essa envolvente pode ser representada através da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) que corresponde ao espectro de resposta da estrutura com coeficiente de amortecimento nulo, tornando assim a envolvente para a passagem de cada comboio independente das características da estrutura. A Figura 1.8 mostra a comparação entre a envolvente da assinatura dinâmica do modelo UNIV-A com as assinaturas dos comboios TALGO e VIRGIN.

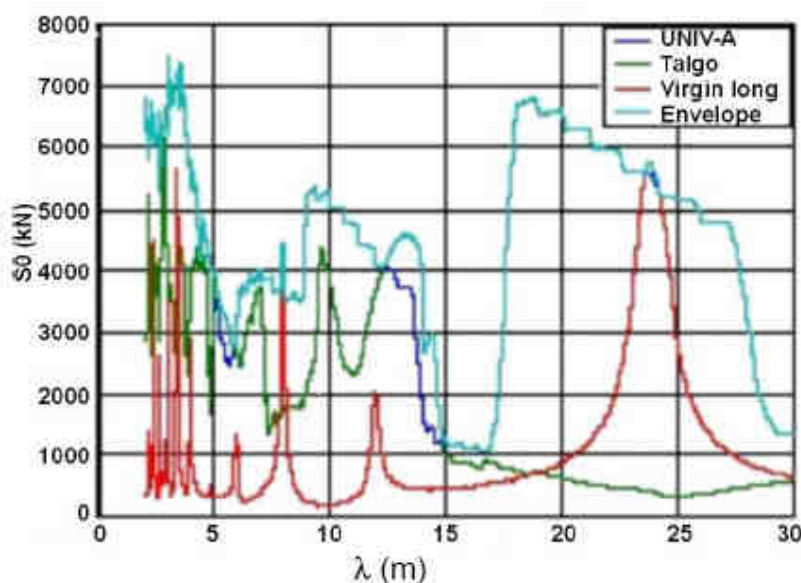


Figura 1.8: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo UNIV-A com comboio TALGO e VIRGIN

Para comprimentos de onda ( $\lambda$ ) entre os 12,5 m e os 14 m o TALGO ultrapassa a envolvente enquanto que o comboio VIRGIN atinge valores excessivos para  $\lambda$  da ordem dos 24 m [7].

Foi assim concebida uma alteração nesta envolvente para comprimentos de onda entre os 23 e os 25 m, criando uma zona de patamar envolvendo agora na totalidade os efeitos provocados por todos os comboios. Na Figura 1.9 encontra-se representada a envolvente final do modelo UNIV-A criado pela comissão D214 do ERRI:

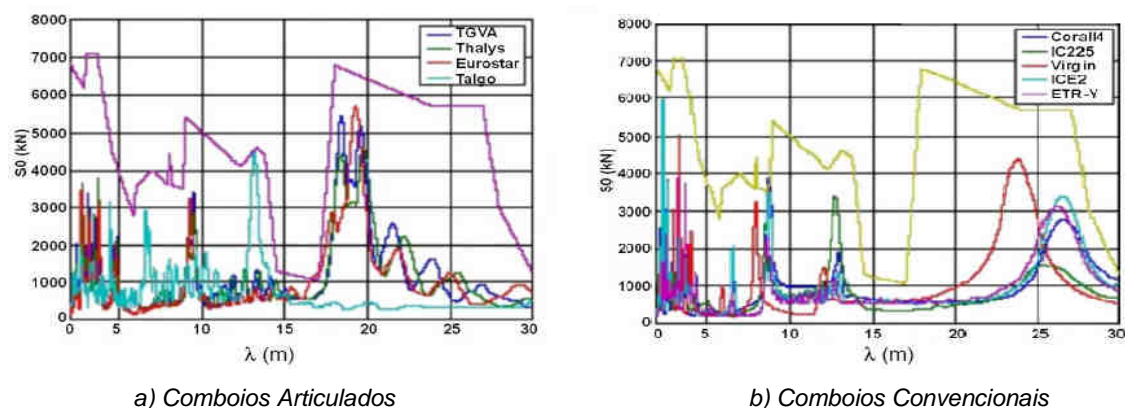


Figura 1.9: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo UNIV-A definitivo com os diferentes comboios de alta velocidade

Faltava agora apenas criar um modelo semelhante, mas que fosse viável não só para pontes simplesmente apoiadas mas também para troços contínuos. Para isso foi criado o modelo de cargas HSLM-A (*High Speed Load Model*) a partir de dez modelos de comboio universais com afastamento entre eixos ( $D$ ) entre 18 e 27m, como mostra a Figura 1.10.

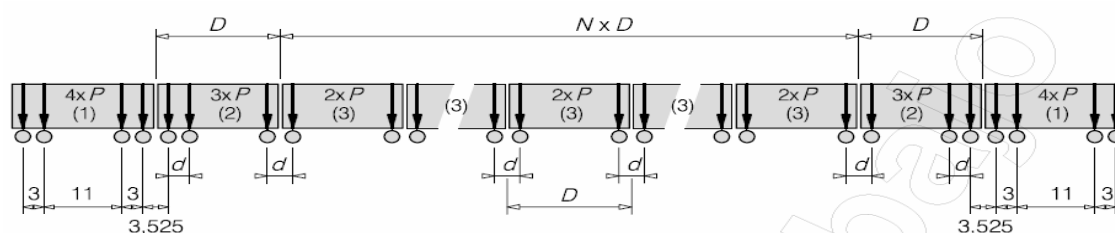


Figura 1.10: Modelo de cargas universal HSLM-A

Este modelo recria todas as situações possíveis, tanto a nível de tipo de comboio como a nível do tipo de ponte a ser estudada, à excepção de pontes simplesmente apoiadas com vãos muito pequenos inferiores a 7 m (para isso foi criado um modelo especial denominado por HSML-B). No Quadro 1.2 encontram-se apresentadas as características gerais do modelo de cargas HSLM-A [12] e no Quadro 1.3 as características dos dez HSLM-A [13]:

Quadro 1.2: Características do modelo de cargas HSLM-A

	HSLM-A
Tipo	Articulado
Comprimento Total	≈ 400 m
Distância entre eixos ( $D$ )	18 m – 27 m
Carga por Eixo	170 kN – 210 kN
Distância entre bogies ( $d$ )	2,0 m – 3,5 m
Locomotiva dianteira e traseira	Sim

Quadro 1.3: Características dos comboios universais que serviram para a formação do HSLM-A

Comboio Universal	Número de carruagens $N$	Distância entre eixos $D$	Distância entre bogies $d$ (m)	Carga por eixo (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

A envolvente final do HSLM-A conseguia cobrir todos os comboios em todas as situações possíveis como mostra a Figura 1.11 [12]. Repare-se que todos os picos de ressonância provocados pelos comboios se encontram bastante majorados por este modelo, conseguindo-se assim um modelo universal para dimensionamento de pontes para tráfego de alta velocidade.

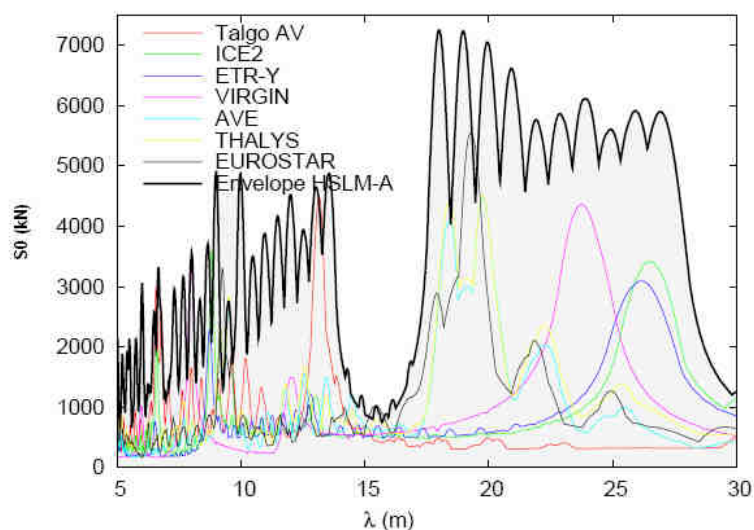


Figura 1.11: Comparação da envolvente da assinatura dinâmica ( $S_0$ ) do modelo HSLM-A com os diferentes tipos de comboio de alta velocidade existentes

Actualmente este modelo é o mais avançado nesta área sendo o adoptado pelo Eurocódigo, visto ser o modelo mais genérico que se conseguiu até ao momento.

Outro aspecto muito importante estudado pela comissão D214 do ERRI foi o coeficiente de amplificação dinâmica relacionado com a irregularidade das vias ( $\phi''$ ). Esta parcela do coeficiente de amplificação dinâmica ( $1 + \phi$ ), definida pela ficha UIC 776-1R, era válida para comboios mais antigos que circulavam a velocidades relativamente baixas. Com o aparecimento da alta velocidade, e com ela os comboios mais rápidos e extensos, houve a necessidade de se rever este factor, visto poderem ocorrer agora picos de ressonância, principalmente nas estruturas mais modernas com baixos amortecimentos.

Foram assim estudados vários modelos numéricos tendo em conta a interacção ponte-comboio e a inclusão das irregularidades da via na geometria do mesmo modelo. Através da passagem do comboio ICE2 em várias pontes de diferentes características, obteve-se o seguinte valor para o coeficiente de amplificação dinâmica devido às irregularidades da via ( $\phi''_{cal}$ ):

$$\phi''_{cal} = \frac{g_{\max, dip}}{g_{\max}} - 1 \quad (1.5)$$

em que  $g_{\max, dip}$  é o valor máximo de uma dada grandeza e  $g_{\max}$  o valor máximo dessa mesma grandeza mas sem tendo em conta as irregularidades da via.

Quanto ao nível do conforto de passageiros, de destacar os trabalhos efectuados pelo *Institute of Sound and Vibration Research* (ISVR) [7]. Usando uma mesa vibratória excitada apenas na direcção vertical, conseguiram determinar a influência de diversos factores, como a frequência de excitação, acelerações verticais e duração da vibração sobre o conforto dos passageiros. Os níveis de conforto foram divididos em 6 categorias diferentes desde não incomfortável a extremamente incomfortável e eram traduzidas sob a forma de gráficos

Por fim, a comissão de especialistas D160 da ORE especificou uma análise do nível de conforto dos passageiros, muito rigoroso neste tipo de transporte, especialmente quando se fala em alta velocidade. Conclui-se que o nível de conforto dependia principalmente do nível de vibrações a que as carruagens ficavam sujeitas quando atravessavam determinada ponte.

Esta comissão dividia o nível de conforto em menos categorias, apenas 3, sendo elas nível excelente, aceitável ou inaceitável. Tais categorias eram caracterizadas pelo nível de intensidade de vibrações ( $LI$ ) que é dado por:

$$LI = \left( LI_h^{2/m} + LI_r^{2/m} \right)^{m/2} \quad (1.6)$$

Onde ( $LI_h$ ) é a componente determinística (do tipo harmónico) das vibrações causadas pela deformação da ponte e ( $LI_r$ ) uma componente aleatória devido às irregularidades da via.

De uma forma simplificada, a ficha UIC 776-3R estabeleceu em 1979 uma relação entre o vão da ponte ( $L$ ) a estudar e a flecha nela produzida ( $f$ ) pela passagem do modelo LM71 majorado pelo coeficiente de amplificação dinâmica. Estas recomendações foram efectuadas com base em análises dinâmicas com interacção ponte-comboio em pontes, com um a cinco tramos, sujeitas à passagem de comboios formados por carruagens Corail e locomotivas CC6500 à velocidade 120, 160 e 200 km/h. Foi ainda analisada a passagem de comboios de alta velocidade, neste caso o TGV, a velocidades superiores a 200 km/h. Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 1.4 [14]:

Quadro 1.4: Limites inferiores da relação  $L/f$  para os três níveis de conforto

Velocidade (km/h)	Nível de Conforto	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
		$L \leq 25$	$L \geq 30$	$L \leq 25$	$L \geq 30$
$v \leq 120$	<i>Excelente</i>	400	400	500	900
	<i>Aceitável</i>	350	350	450	800
	<i>Inaceitável</i>	< 350	< 350	< 400	< 400
$120 < v \leq 200$	<i>Excelente</i>	500	800	1000	2200
	<i>Aceitável</i>	450	600	700	2000
	<i>Inaceitável</i>	< 400	< 400	< 500	< 600
$200 < v \leq 300$	<i>Excelente</i>	800	1000	1200	2200
	<i>Aceitável</i>	550	750	700	2000
	<i>Inaceitável</i>	< 400	< 400	< 500	< 700

A comissão D190 do ERRI também teve um papel importante neste tema visto que colmatou algumas falhas nesta proposta da D160 da ORE. Através dum aumento da duração das vibrações e da adopção de uma gama de frequências entre 1 e 2 Hz (mais frequente a nível das carruagens do que a gama entre 5 e 10 Hz adoptada anteriormente) obtiveram-se resultados mais representativos da realidade. Estes novos estudos introduziram ainda o estudo de pontes contínuas e com grande número de tramos simplesmente apoiados, mais comuns em pontes de alta velocidade.

Conclui-se que os limites de deformabilidade da ficha UIC 776-3R eram conservativos o que possibilitava a redução de rigidez das pontes. Quanto às acelerações verificou-se que quando o valor do nível de intensidade de vibração determinístico era inferior a 45, o pico não ultrapassava  $1 \text{ m/s}^2$ , valor que para 80% dos passageiros correspondia a um nível de conforto bom ou muito bom.

Estes estudos da comissão D190 do ERRI serviram de base ao estabelecimento dos limites ainda hoje usados na norma europeia EN1990-AnnexA2 (2005).

### 1.3. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE EXISTENTES

Nesta secção são apresentados os comboios de alta velocidade existentes na rede ferroviária europeia bem como as categorias em que eles se dividem. Faz-se ainda uma breve apresentação sobre os comboios de outras redes ferroviárias modernas como a japonesa, coreana e a de Taiwan.

#### 1.3.1. CATEGORIAS DE COMBOIOS

Actualmente existem vários tipos de comboios de alta velocidade que se caracterizam por circular a velocidades superiores a 200 km/h e por um comprimento normalmente elevado. De acordo com a configuração, os comboios reais da rede ferroviária europeia reais são divididos em três tipos [15]:

- i) Comboios Articulados: existe um bogie de dois eixos centrado na articulação entre duas carruagens adjacentes (Figura 1.12).

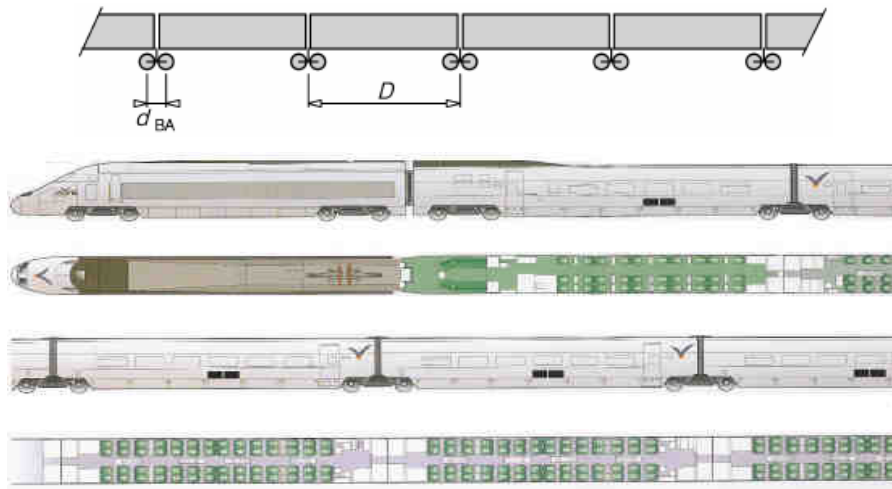


Figura 1.12: Comboio Articulado da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade

- ii) Comboios Convencionais: a carruagem tem dois bogies, cada um com dois eixos (Figura 1.13).

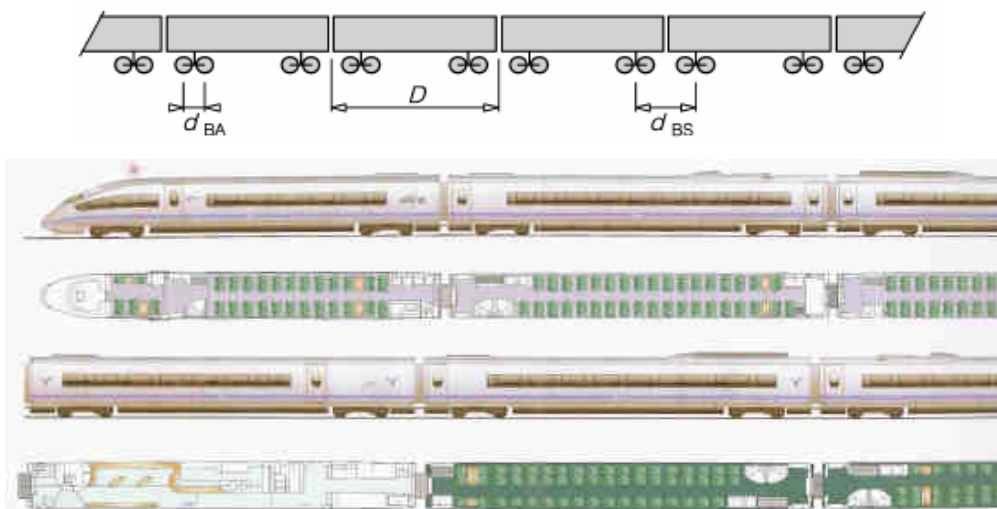


Figura 1.13: Comboio Convencional da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade

- iii) Comboios Regulares: as carruagens são também articuladas mas a articulação apoia-se num só eixo entre duas carruagens e não num bogie (Figura 1.14).

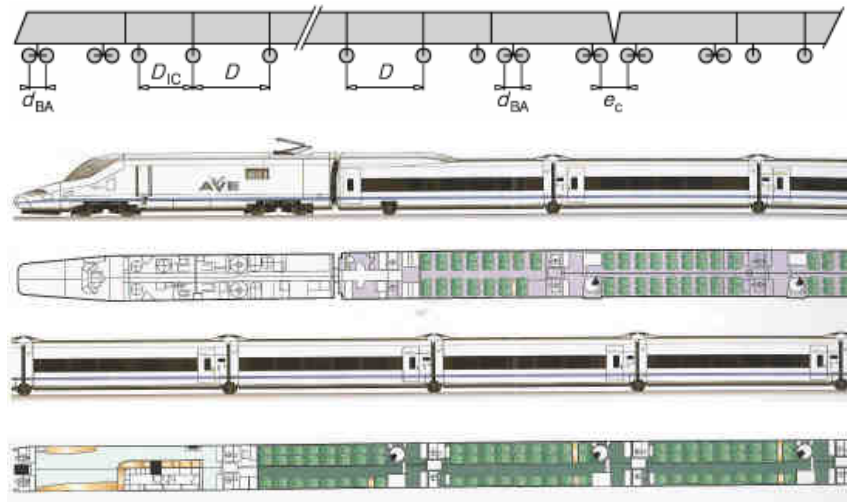


Figura 1.14: Comboio Regular da Rede Ferroviária Europeia de alta velocidade

### 1.3.2. COMBOIOS ARTICULADOS

#### a) TGV, França

O comboio TGV (Figura 1.15) foi o primeiro grande comboio de alta velocidade. Entrou em circulação em 1981 fazendo a ligação entre as cidades francesas de Paris e Lyon a uma velocidade de 320 km/h, apesar de ter já atingido um recorde de velocidade de 574,8 km/h em testes. Com os seus 470 m de comprimento, o TGV é o maior comboio de alta velocidade da Europa e foi sem dúvida um marco na alta velocidade europeia, continuando ainda hoje a ser um dos principais comboios de alta velocidade. Devido às grandes velocidades que este comboio atinge, as linhas têm de ser dimensionadas com o máximo rigor, incluindo a protecção da mesma devido à possibilidade de se atravessarem animais ou outro tipo de obstáculos. Hoje, o TGV não serve apenas a França mas muitos países circundantes como a Bélgica, Holanda, Inglaterra e Alemanha.



Figura 1.15: Comboio TGV



**b) Eurostar, Reino Unido e França**

O Eurostar (ver Figura 1.16) é o comboio que faz a travessia do Canal da Mancha entre França e Inglaterra. Foi criado em 1986 e atinge velocidades de 300 km/h em grande parte do seu percurso, reduzindo para 160 km/h durante a travessia no Canal. O seu comprimento é de 390 m divididos em 18 carruagens e tem uma capacidade para 750 passageiros.



*Figura 1.16: Comboio Eurostar*

**c) Thalys2, França e Benelux**

O Thalys2 (ver Figura 1.17) faz a ligação entre Paris e Bruxelas. Circula a uma velocidade máxima de 300 km/h e tem um comprimento total de aproximadamente 400 m.



*Figura 1.17: Comboio Thalys2*



### 1.3.3. COMBOIOS CONVENCIONAIS

#### a) ICE2, Alemanha

O InterCity Express, mais conhecido por ICE (Figura 1.18), começou a circular na rede ferroviária alemã dez anos depois da implantação do TGV em França. Este comboio de alta velocidade serve ainda a Áustria, Suíça, Bélgica e Holanda. Tem um comprimento um pouco menor do que os comboios articulados, 350 m, mas atinge velocidades semelhantes, na ordem dos 330 km/h.



Figura 1.18: Comboio ICE2

#### b) ETR-Y-500, Itália

Em 1990 a Itália implementou a primeira linha de alta velocidade através do seu comboio ETR-Y-500 (ver Figura 1.19) que permitia a circulação a 300 km/h. No entanto este comboio ainda se encontra um pouco abaixo em termos de tecnologia quando comparado com outros na Europa.



Figura 1.19: Comboio ETR-Y-500

### c) Virgin, Reino Unido

O Virgin (Figura 1.20) foi criado em 1990 e opera em todo o Reino Unido, desde o Sul da Inglaterra até à Escócia. Este comboio atinge velocidades de 225 km/h e mede 250 m.



Figura 1.20: Comboio Virgin

### d) Alfa Pendular, Portugal

Em Portugal, o comboio que opera a maior velocidade é o Alfa Pendular (ver Figura 1.21). Atinge velocidades máximas de 220 km/h, tem 151,2 m de comprimento e possui uma tecnologia de pendulação activa que lhe permite circular em curvas a velocidades mais elevadas, tecnologia essa que dá o nome ao comboio. O Alfa Pendular deriva do comboio de alta velocidade italiano, ETR (do tipo convencional), e está em circulação em território português desde 1999 na linha remodelada nacional.



Figura 1.21: Comboio Alfa Pendular

#### 1.3.4. COMBOIOS REGULARES

##### a) TALGO-AVE2, Espanha

O comboio de alta velocidades espanhol é denominado por Tren Articulado Liger Goicoechea Oriol, TALGO (Figura 1.22). Prevê-se que circule a uma velocidade máxima de 350 km/h quando terminada a linha Madrid-Barcelona e tem um comprimento semelhante aos outros comboios de alta velocidade, 350 m.



Figura 1.22: Comboio TALGO-AVE2

#### 1.3.5. REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE FORA DA EUROPA

##### a) Shinkansen, Japão

O Japão foi o grande precursor do transporte ferroviário, tendo inaugurado em 1964 a primeira linha de alta velocidade, a Tokaido Shinkansen, onde se circulava a 210 km/h. O Shinkansen (ver Figura 1.23) é ainda hoje o comboio utilizado no Japão tendo agora diversas gamas, sendo que a última, FASTECH 360, irá circular a uma velocidade de exploração de 360 km/h podendo atingir nalguns pontos uma velocidade máxima de 405 km/h [16]:



Figura 1.23: As diversas gamas do comboio japonês de alta velocidade Shinkansen



#### **b) THSR, República da China**

A República da China tem uma rede ferroviária de alta velocidade bastante recente (a operar apenas desde Janeiro de 2007) mas muito avançada em termos de tecnologia. Possui já 335 km de linha ferroviária que une a capital, Taipei, à cidade do Sul Kaohsiung. O Comboio que circula nesta rede é denominado por THSR (*Taiwan High Speed Railway*, ver Figura 1.24) e circula a uma velocidade de 300 km/h, diminuindo o tempo de viagem entre as duas cidades de 4,5 horas para apenas 90 minutos, caso não pare em todas as estações [17].



*Figura 1.24: Comboio THSR*

#### **c) KTX, Coreia do Sul**

O KTX (*Korea Train eXpress*, ver Figura 1.25) é o comboio que circula na actual linha Sul Coreana de alta velocidade. A tecnologia usada por este comboio deriva do francês TGV e pode atingir velocidades de 350 km/h, sendo que em serviço atinge apenas 300 km/h devido a limites impostos pela segurança. A linha mais recente, que liga as cidades de Seoul a Daegu, foi inaugurada em Março de 2004, estando prevista a sua expansão, até à cidade de Busan, em 2010 [18].



*Figura 1.25: Comboio KTX*

#### 1.4. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA TESE

A escolha do tema da presente dissertação resultou do interesse da aplicação e desenvolvimento de metodologias para a análise dinâmica de pontes ferroviárias de alta velocidade, face às perspectivas de implementação de uma rede de alta velocidade em Portugal.

Pretendeu-se também, com este trabalho, dar um contributo aos diversos trabalhos de investigação iniciados há 15 anos nesta área, enquadrados pelo projecto PBIC/C/CEG/1331/92, que permitiu o desenvolvimento de algumas ferramentas de análise de pontes ferroviárias sob tráfego de alta velocidade contemplando metodologias de interacção ponte-comboio, entre outras.

A presente tese contribui com um trabalho na área da calibração de modelos numéricos através de resultados obtidos numa campanha experimental. Foram desenvolvidos dois modelos com tipos de elementos distintos, elementos de volume e de casca, de modo a compreender-se as vantagens e desvantagens de um e outro elemento. Os modelos foram desenvolvidos para uma ponte ferroviária em arco existente na linha do Norte, a ponte de S. Lourenço.

Outro dos grandes objectivos desta tese foi o desenvolvimento de metodologias de análise dinâmica para estudar o comportamento dinâmico da ponte de S. Lourenço sob acção de tráfego ferroviário de alta velocidade. O estudo deveria envolver análises dinâmicas para a passagem dos comboios de alta velocidade que circulam actualmente nas redes europeias, do comboio português Alfa Pendular e ainda dos modelos “*High Speed Load Model A*” (HSLM-A). A metodologia adoptada usa uma metodologia numérica de cargas móveis através do programa de cálculo comercial ANSYS. Pretendeu-se ainda proceder a uma avaliação regulamentar desta ponte sob o ponto de vista de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

A estrutura da presente dissertação foi organizada em seis capítulos que serão alvo de uma descrição sumária nos parágrafos que se seguem.

No presente Capítulo 1 é apresentado o enquadramento do tema da tese, é efectuada uma referência às principais investigações feitas na área em estudo, são apresentados os comboios de alta velocidade que actualmente circulam na rede ferroviária europeia e nas redes mais avançadas fora da Europa e são ainda descritos os objectivos da presente tese.

No Capítulo 2 são apresentados aspectos teóricos e regulamentares sobre o dimensionamento de pontes ferroviárias. Uma primeira parte refere-se ao tipo de metodologias de análise dinâmica existentes, podendo ser uma metodologia analítica, numérica, simplificada ou empírica. É efectuada uma descrição de cada uma destas metodologias dando-se especial atenção à metodologia numérica de cargas móveis visto ter sido a metodologia utilizada neste trabalho. De seguida, é explicada a implementação no programa ANSYS de uma metodologia desse tipo e faz-se também uma abordagem ao fenómeno de ressonância e às consequências que este pode trazer no dimensionamento de pontes ferroviárias. O último ponto deste capítulo refere-se à actual situação regulamentar preconizada pelas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 para dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade. Neste ponto são apresentadas as principais verificações a fazer-se no âmbito da segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

O Capítulo 3 apresenta a descrição pormenorizada do desenvolvimento e calibração do modelo numérico da ponte de S. Lourenço através do programa de cálculo comercial ANSYS. É efectuada uma descrição da ponte (características geométricas, materiais, etc), da campanha experimental, que

contou com um ensaio de vibração livre e outro de vibração sob tráfego ferroviário, da modelação da ponte e ainda de todo o processo de calibração do modelo que envolveu uma série de processos evolutivos até se conseguir a correcta concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Foram desenvolvidos dois modelos distintos, um modelo com elementos de volume para se efectuar a calibração e outro, mais simples, com elementos de casca para ser usado durante a análise dinâmica tendo em vista um menor gasto de tempo.

No Capítulo 4 descrevem-se as análises dinâmicas efectuadas para a ponte de S. Lourenço. As análises dinâmicas foram efectuadas com o modelo numérico de elementos de casca com recurso a uma metodologia numérica de cargas móveis desenvolvida no programa de cálculo comercial ANSYS, em linguagem APDL. A análise dinâmica foi efectuada para a passagem dos sete comboios reais de alta velocidade (TGV, EUROSTAR, THALYS2, TALGO, VIRGIN, ICE2 e ETR-Y), do comboio Alfa Pendular e ainda para os dez modelos HSLM-A (A1 a A2). Foram analisados os deslocamentos e acelerações para diversos pontos do tabuleiro com vista a analisar possíveis fenómenos de ressonância.

O Capítulo 5 tem como objectivo fazer a análise sob o ponto de vista regulamentar do comportamento da ponte de S. Lourenço. Foi estudado o comportamento estrutural da ponte no que se refere à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros. Quanto à segurança estrutural, é efectuada a comparação entre as respostas dinâmicas e estáticas provocadas pelo modelo LM71 e pelos comboios reais. O estudo da segurança da via visou controlar alguns aspectos como deslocamentos e acelerações verticais máximas, levantamentos dos apoios e ainda deformação longitudinal do tabuleiro. Por fim, foi efectuada uma avaliação do conforto dos passageiros através da metodologia simplificada preconizada pela EN1990-AnnexA2 que relaciona o vão da ponte com o deslocamento máximo provocado pelo modelo LM71.

Por fim, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões gerais do presente trabalho bem como algumas perspectivas para desenvolvimento futuro.

## 2

# FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES RELATIVOS A PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

### 2.1. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica do sistema ponte-comboio pode ser estudada através de diversas metodologias, tais como:

- i) Metodologias analíticas;
- ii) Metodologias numéricas;
- iii) Metodologias simplificadas;
- iv) Metodologias empíricas.

#### 2.1.1. METODOLOGIAS ANALÍTICAS

Estas metodologias são pouco utilizadas devido ao elevado grau de complexidade mas têm a vantagem de conseguir detectar de uma forma correcta os princípios que controlam a resposta dinâmica da estrutura. São usadas apenas em estruturas mais simples muito por causa dos estudos realizados por Frýba que desenvolveu soluções analíticas para problemas clássicos da passagem de uma ou várias cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada [19].

#### 2.1.2. METODOLOGIAS NUMÉRICAS

As metodologias numéricas são as mais usuais actualmente, pois ao contrário das metodologias analíticas, permitem o estudo de estruturas complexas através do desenvolvimento de modelos numéricos avaliados, por exemplo, pelo método dos elementos finitos. Apresentam uma desvantagem no que se refere ao tempo gasto para cada análise dinâmica, que em geral é bastante elevado. De entre as metodologias numéricas mais usuais são de realçar os métodos com base em cargas móveis ou com interacção ponte-comboio.

O método com recurso a cargas móveis consiste em fazer passar um conjunto de forças rolantes, simulando as cargas por eixo do comboio, conferindo resultados bastante realistas no que diz respeito à avaliação do comportamento da estrutura. Este método tem no entanto a desvantagem de não possibilitar a avaliação de algumas grandezas a nível da própria carruagem.

A metodologia com interacção ponte-comboio é uma metodologia mais real, que retrata de uma forma mais fidedigna o comportamento estrutural. Tal é conseguido através de uma maior complexidade que envolve não só o conhecimento dos parâmetros relativos à ponte mas também os do comboio. Este método é de grande interesse no caso de se pretender fazer uma análise mais cuidada no que diz respeito ao conforto dos passageiros através da avaliação das acelerações ao nível das carruagens e averiguar possíveis efeitos provenientes de irregularidades da via. Apesar de não se ter utilizado a interacção ponte-comboio no presente trabalho, será apresentada uma breve explicação do método mais adiante em 2.1.2.2.

#### **2.1.2.1. Problema de cargas móveis**

Esta metodologia considera os comboios como sendo um conjunto de cargas móveis onde cada eixo do comboio corresponde a uma carga móvel que percorrerá toda a ponte permitindo assim a simulação da passagem do comboio. Esta metodologia é bastante mais simples que a que será apresentada em seguida, através da interacção ponte-comboio, porque evita a modelação do comboio. Os resultados conseguidos a partir desta simplificação são bastante aceitáveis mas não completamente realistas, visto que a própria massa do comboio, que aqui é desprezada, também pode contribuir para a alteração das frequências de excitação. Apesar destas contrapartidas, a vantagem em termos de tempo gasto para a análise é bastante grande, visto que actualmente os programas de cálculo comercial já possuem ferramentas próprias para este tipo de análise, como é o caso do programa comercial ANSYS que será usado neste trabalho.

Este tipo de análise envolve uma série de passos que são implementados de uma forma automática pelo programa de cálculo, no entanto é importante discutir esses procedimentos de modo a clarificar todo o processo de análise. Os passos necessários à implementação dessa metodologia serão apresentados de seguida.

##### **a) Formulação das equações de equilíbrio**

A metodologia utilizada num problema de cargas móveis começa pela formulação das equações de equilíbrio dinâmico que traduzem o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade. Em cada instante de tempo e em cada ponto existe o equilíbrio entre as forças exteriores ( $\mathbf{F}(t)$ ) e as forças interiores, que se dividem nas forças de inércia ( $\mathbf{F}_i(t)$ ), forças de amortecimento ( $\mathbf{F}_a(t)$ ) e forças elásticas ( $\mathbf{F}_e(t)$ ). Este equilíbrio pode ser traduzido através da seguinte expressão:

$$\mathbf{F}_i(t) + \mathbf{F}_a(t) + \mathbf{F}_e(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.1)$$



Esta equação pode ser desenvolvida, sendo que as forças de inércia são obtidas através da multiplicação da matriz de massa global ( $\mathbf{M}$ ) pelo vector das acelerações ( $\ddot{\mathbf{u}}$ ), as forças de amortecimento através da multiplicação da matriz de amortecimento global ( $\mathbf{C}$ ) pelo vector das velocidades ( $\dot{\mathbf{u}}$ ) e as forças elásticas a partir da multiplicação da matriz de rigidez global ( $\mathbf{K}$ ) pelo vector dos deslocamentos ( $\mathbf{u}$ ). As matrizes globais são obtidas através da assemblagem das diversas matrizes locais correspondentes a cada elemento. Assim, a equação de equilíbrio dinâmico pode ser escrita da seguinte forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}(t) \quad (2.2)$$

As forças exteriores são obtidas através da assemblagem das forças nodais equivalentes em cada instante de tempo. Este procedimento é pormenorizado na secção 2.2 correspondente à implementação desta metodologia através do programa de cálculo ANSYS.

## b) Resolução das equações de equilíbrio dinâmico

No presente trabalho foi usado para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico o método da sobreposição modal.

Este método consiste no desacoplamento das equações diferenciais através da transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais. Assim, criando um sistema de equações linearmente independente através das condições de ortogonalidade dos modos de vibração, é possível estudar-se cada modo de uma forma independente, o que facilita muito a resolução das equações dinâmicas. Após a resolução deste sistema de equações independentes (cada equação diferencial de um grau de liberdade pode ser resolvida por métodos de integração directa como o de Newmark, pelo integral de Duhamel, pelas séries de Fourier, etc) combinam-se todos os efeitos, sobrepondo-os e criando a resposta total da estrutura.

O facto das equações se tornarem independentes faz com que seja possível atribuir-se amortecimentos diferentes para cada modo. As equações de equilíbrio referidas na expressão (2.2) passam então a equações de equilíbrio dinâmico desligadas, isto é, uma equação de equilíbrio por modo, substituindo as coordenadas gerais ( $\mathbf{u}$ ) por coordenadas modais ( $\mathbf{y}_n$ ). Assim, a equação desligada referente ao modo de vibração  $i$  é dada por:

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = F_i(t) \quad (2.3)$$

onde  $M_i$ ,  $C_i$ ,  $K_i$  e  $F_i(t)$  representam a massa modal, o amortecimento modal, a rigidez modal respectivamente e a força modal, respectivamente. Através das condições de ortogonalidade dos modos de vibração tem-se:

$$M_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i \quad (2.4)$$

$$C_n = \phi_i^T C \phi_i \quad (2.5)$$

$$K_n = \phi_i^T K \phi_i \quad (2.6)$$

$$F_i(t) = \phi_i^T F(t) \quad (2.7)$$

Resolvendo as equações de equilíbrio, calculam-se todas as coordenadas modais ( $y_i$ ). Sobrepondo os efeitos dos  $n$  modos intervenientes na resposta, calcula-se o vector dos deslocamentos finais de cada grau de liberdade ( $\mathbf{u}$ ) através da seguinte equação:

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^n \phi_i y_i \quad (2.8)$$

Ficam assim calculados os deslocamentos de todos os graus de liberdade. Todo este processo dinâmico de cargas móveis é calculado através de uma análise transitória, sendo que no programa ANSYS existe um comando que efectua este tipo de análises chamado “Transient Analysis”.

#### 2.1.2.2. Problema com interacção ponte-comboio

Como já foi mencionado, uma modelação com interacção ponte-comboio pressupõe não só a modelação da ponte mas também do comboio. Assim, o comboio deixa de ser representado por cargas de valor constante passando a ser ele próprio uma estrutura formada por diversos elementos tais como:

- i) Corpo rígido de massa  $M_c$  e inércia à rotação  $I_c$ , simulando as carruagens;
- ii) Molas com constante de rigidez  $K_s$  e amortecimento  $C_s$ , simulando a suspensão secundária que liga a carruagem aos bogies;
- iii) Corpo rígido de massa  $M_b$  e inércia à rotação  $I_b$ , simulando os bogies;
- iv) Molas com constante de rigidez  $K_p$  e amortecimento  $C_p$ , simulando a suspensão primária que liga os bogies ao eixo das rodas;
- v) Massas concentradas  $M_r$ , simulando as rodas;

A Figura 2.1 mostra um esquema da modelação do comboio seguindo os pressupostos acima descritos.

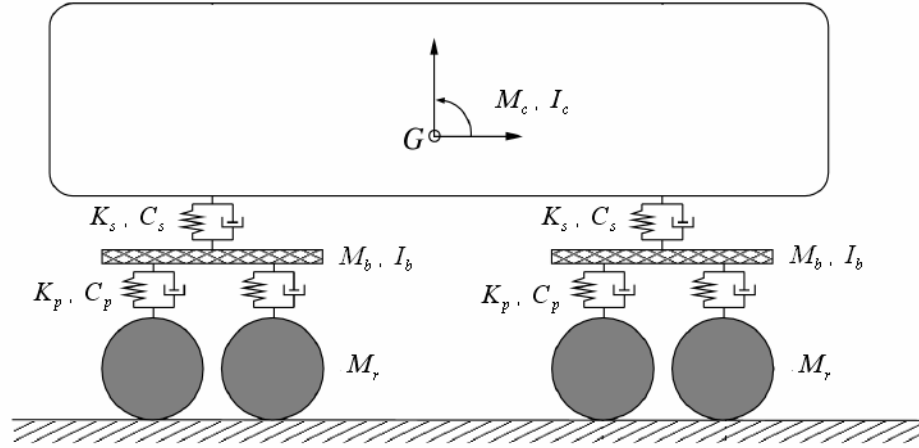


Figura 2.1: Modelo do comboio para ser usado numa análise com interação ponte-comboio [9]

Existem várias metodologias para o cálculo da resposta dinâmica com interação ponte-comboio. Na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto foram desenvolvidas duas metodologias, sendo que a primeira, em 1995 [8] consiste no cálculo iterativo do sistema ponte-comboio. Mais recentemente [20], foi desenvolvido um método não iterativo, baseado no método *Hilber-Hughes-Taylor* (HHT), que possibilitou a análise dinâmica de uma maneira bastante mais rápida e com resultados igualmente rigorosos.

De seguida faz-se uma breve apresentação destes dois métodos.

#### a) Metodologia iterativa

Consideram-se dois subsistemas (ponte e comboio) modelados de uma forma independente. O cálculo destas duas estruturas faz-se de um modo simultâneo ao longo do tempo de modo a compatibilizar os dois sistemas em termos de forças dinâmicas de interação e de deslocamentos da ponte sob as cargas móveis [7].

As equações de equilíbrio são então escritas, separando as equações referentes à estrutura do comboio ( $c$ ) das referentes à estrutura da ponte ( $p$ ):

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p \\ F_c \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

O processo é iterativo, visto que, em cada passo no domínio do tempo, se tenta compatibilizar os resultados dos dois sistemas estruturais. Em cada iteração, o programa executa as seguintes operações [8]:

- i) As cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga rolante tem uma componente estática constante no tempo ( $F_{sta}$ ) que representa a carga por eixo e uma componente dinâmica resultante da interação ponte comboio ( $F_{dyn}^{i-1}(t)$ ) relativa à iteração anterior. De referir que esta parcela no instante inicial é considerada nula. Com estes dados

resolvem-se as equações de equilíbrio relativas à ponte e retiram-se os valores dos deslocamentos nodais  $(u_p^i(t))$ ;

ii) Ao mesmo tempo o comboio é submetido a assentamentos de apoio  $(u_c^i(t))$  que têm como valor os deslocamentos da ponte na iteração anterior  $(u_p^{i-1}(t))$ . De seguida resolvem-se as equações, mas agora relativas ao comboio, e retiram-se os valores das forças de reacção em cada eixo  $(F_c^i(t))$  que entrarão como a componente dinâmica das forças na ponte na iteração seguinte  $(F_{dyn}^i(t))$ ;



iii) No final de cada iteração utiliza-se um critério de convergência que visa averiguar se o resultado obtido já tem precisão suficiente. Para isso, aplica-se a seguinte expressão:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (2.10)$$

O processo referente a este instante  $t$  termina quando o valor resultante deste critério for inferior a uma certa tolerância imposta por quem está a realizar a análise. Se isto acontecer significa que os dois sistemas estruturais estão compatibilizados e repete-se o processo iterativo mas agora para o instante de tempo seguinte.

Este processo e todos os seus passos podem ser esquematizados de uma forma simples, como a apresentada no Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Esquema da metodologia numérica com interacção ponte-comboio

	Ponte	Comboio
Esquema		
Acção	$F_p^i(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_p^{i-1}(t)$
Resultado	$u^i(t) = u_p^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critério de convergência	$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$	Se < tolerância → novo incremento de tempo Se > tolerância → nova iteração (i+1)

## b) Metodologia não iterativa

Esta metodologia foi desenvolvida com recurso ao programa de cálculo em elementos finitos FEMIX desenvolvido no âmbito de um projecto da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [21]

A Figura 2.2 apresenta um pequeno exemplo com vista a explicar o método HHT (*Hilber-Hughes-Taylor*) usado nesta metodologia de interacção ponte comboio. Assim, a viga de dois tramos  $B_1$  e  $B_2$  é sujeita à passagem do veículo composto por duas vigas  $B_3$  e  $B_4$ . Os nós 7, 8 e 9 (nós intermédios da viga em estudo) correspondem à posição do veículo na viga, podendo mudar de posição consoante o passo de integração a avaliar.

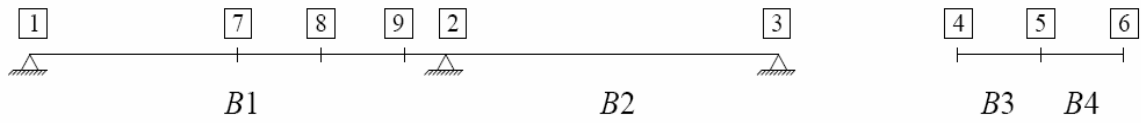


Figura 2.2: Modelos simplificados da interacção ponte comboio

Em cada nó são considerados dois graus de liberdade, o deslocamento vertical e a rotação, como mostra a Figura 2.3. Os deslocamentos e rotações de cada nó estão numerados de 1 a 12 e os deslocamentos dos pontos de contacto entre a estrutura e o veículo de 13 a 15. Foram ainda representadas as forças de interacção no veículo ( $X_7$ ,  $X_8$  e  $X_9$ ) bem como as da estrutura ( $Y_{13}$ ,  $Y_{14}$  e  $Y_{15}$ ). De referir que este processo de interacção apenas contempla os graus de liberdade de translação.

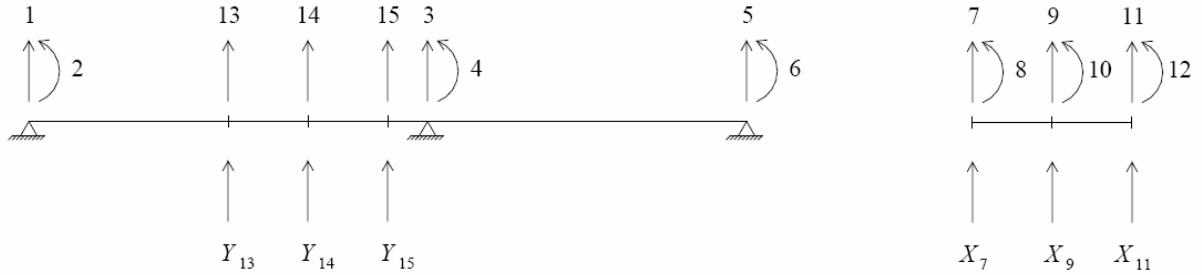


Figura 2.3: Graus de liberdade e forças de interação associadas à estrutura e ao veículo

De acordo com o método HHT, a equação de equilíbrio dinâmico que envolve os graus de liberdade de 1 a 12 é a seguinte:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^t + (1 + \alpha)\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^t - \alpha\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^{t-1} + (1 + \alpha)\mathbf{K}\mathbf{u}^t - \alpha\mathbf{K}\mathbf{u}^{t-1} = (1 + \alpha)\mathbf{F}^t - \alpha\mathbf{F}^{t-1} \quad (2.11)$$

onde  $\mathbf{M}$  é a matriz de massa,  $\mathbf{C}$  a matriz de amortecimento,  $\mathbf{K}$  a matriz de rigidez,  $\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$  e  $\mathbf{u}$  o vector das acelerações, velocidades e deslocamentos, respectivamente,  $\alpha$  o parâmetro principal do método HHT e  $t$  o instante de tempo em estudo ( $t-1$  refere-se ao instante de tempo anterior).

Quando  $\alpha = 0$ , o método HHT resume-se ao método de Newmark e quando  $\alpha \neq 0$  é introduzida dissipação numérica de energia para os modos mais elevados.

De seguida, os graus de liberdade apresentados na Figura 2.2 são divididos nas seguintes categorias com as seguintes nomenclaturas:

- $L$  : graus de liberdade livres (2, 4, 6, 8, 10 e 12);
- $X$  : graus de liberdade de interacção do veículo (7, 9 e 11);
- $S$  : graus de liberdade dos suportes da estrutura (1, 3 e 5);
- $Y$  : graus de liberdade correspondentes aos deslocamentos internos do tramo  $B_1$  (13, 14 e 15);

Assim, de acordo com Azevedo et al [22], a resposta dinâmica pode ser obtida através da resolução do seguinte sistema de equações linearmente independentes:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{LL} & \mathbf{K}_{LX} & (1+\alpha)\mathbf{d}_{LX} \\ \mathbf{K}_{XL} & \mathbf{K}_{XX} & -(1+\alpha)\mathbf{I}_{XX} \\ (1+\alpha)\mathbf{c}_{XL} & -(1+\alpha)\mathbf{I}_{XX} & -(1+\alpha)\mathbf{f}_{XX} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_L^t \\ \mathbf{u}_X^t \\ \mathbf{X}_X^t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_L \\ \mathbf{F}_X \\ \mathbf{g}_X \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Este método foi aplicado no caso particular da ponte de S. Lourenço obtendo-se resultados bastante aceitáveis e num espaço de tempo muito curto. Esta aplicação prática pode ser consultada na bibliografia já referida, em [20].

Como já foi dito, esta metodologia não foi alvo de estudo na presente dissertação, contudo fica assim dada uma breve apresentação do método.

### 2.1.3. METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS

Tendo como base soluções analíticas da passagem de comboios em vigas simplesmente apoiadas, foram desenvolvidas novas metodologias simplificadas. Estes métodos têm como principal restrição o facto de só poderem ser usados em pontes deste tipo e em que a sua resposta dinâmica pode ser suficientemente caracterizada pelo primeiro modo vertical.

Estas metodologias desenvolvem uma resposta baseada em séries harmónicas criando uma envolvente de resultados, não sendo assim necessário fazer a análise dinâmica exhaustiva através de metodologias numéricas ou analíticas. De entre estas metodologias destacam-se dois métodos: o método DER (Decomposição da Excitação de Ressonância) e o método LIR (Linha de Influência Residual). Nesta secção serão apresentados os procedimentos destes dois métodos de uma forma breve, sendo que o desenvolvimento exhaustivo pode ser encontrado em Ribeiro [7].

#### 2.1.3.1. Método da Decomposição da Excitação de Ressonância (DER)

A passagem de um comboio formado por um conjunto de cargas móveis numa viga simplesmente apoiada é caracterizada pela seguinte equação de equilíbrio:

$$EI \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + c \frac{\partial y(x,t)}{\partial t} + m \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = p(x,t) \quad (2.13)$$

onde  $EI$  é a rigidez à flexão da viga com amortecimento  $c$  e massa por unidade de comprimento  $m$ .

A primeira simplificação adoptada por este método consiste na redução do sistema global para um sistema de um grau de liberdade através de grandezas generalizadas como mostra a seguinte expressão:

$$M^* \ddot{Y}(t) + C^* \dot{Y}(t) + K^* Y(t) = F^*(t) \quad (2.14)$$

onde  $M^*$ ,  $C^*$ ,  $K^*$  e  $F^*$  representam a massa, amortecimento, rigidez e forças generalizadas do sistema, respectivamente, obtidas através do princípio dos trabalhos virtuais [23]. Isto implica que a resposta da estrutura seja perfeitamente caracterizada pelo primeiro modo de vibração vertical.

A solução desta equação de equilíbrio contém uma parte homogénea e outra particular. Depois de encontrada a solução destas equações [7], passa-se à segunda simplificação adoptada que consiste na representação da excitação em série de Fourier. Este método considera que a contribuição mais relevante para o cálculo da aceleração se deve ao termo da série de Fourier correspondente à ressonância, designado por termo de ressonância.

Após esta consideração, é obtida uma equação que representa a aceleração dependente do factor tempo. A última simplificação deste método consiste em tornar a aceleração independente deste factor, obtendo-se a expressão final para o cálculo da aceleração:

$$\ddot{y} \leq C_t A \left( \frac{L}{\lambda} \right) G(\lambda) \quad (2.15)$$

onde o termo  $C_t$ , dependente do vão da viga isostática ( $L$ ) e da sua massa por unidade de comprimento ( $m$ ), representa um factor constante e é dado por:

$$C_t = \frac{4}{mL\pi} \quad (2.16)$$

o factor  $A \left( \frac{L}{\lambda} \right)$ , dependente de  $L$  e do comprimento de onda de excitação ( $\lambda$ ), é um factor que traduz a linha de influência dado por:

$$A \left( \frac{L}{\lambda} \right) = \left| \frac{\cos \left( \frac{\pi L}{\lambda} \right)}{\left( \left( \frac{2L}{\lambda} \right)^2 - 1 \right)} \right| \quad (2.17)$$

e  $G(\lambda)$ , dependente de  $\lambda$ , do coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ), da carga ( $P_k$ ) e respectiva posição ( $x_k$ ) e do número de cargas ( $N$ ), é um factor que traduz a excitação devida ao comboio e a resposta da ponte em ressonância, designado por espectro do comboio:

$$G(\lambda) = \frac{1}{\xi x_{N-1}} \left[ \sqrt{\left( \sum_{k=0}^{N-1} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left( \sum_{k=0}^{N-1} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \right] \left( 1 - e^{-2\pi \xi \frac{x_{N-1}}{\lambda}} \right) \quad (2.18)$$

O espectro  $G(\lambda)$  fica assim a depender unicamente das características do comboio e do coeficiente de amortecimento estrutural.

Por último, de realçar ainda que a expressão de  $G(\lambda)$  pressupõe que a resposta dinâmica máxima ocorre quando a totalidade do comboio atravessa a ponte. No entanto, a observação dos registos dinâmicos revela que, em certas situações, a resposta máxima ocorre em instantes intermédios da passagem do comboio sobre a ponte. Por tal, foi introduzido o conceito de subcomboio que consiste nas diferentes posições do comboio ao longo da travessia da ponte, devendo o valor de  $G(\lambda)$  ser calculado como o valor máximo do espectro de cada subcomboio, como mostra a seguinte expressão:

$$G(\lambda) = \max_{i=1, N-1} \frac{1}{\xi x_i} \left[ \sqrt{\left( \sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left( \sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \right] \left( 1 - e^{-2\pi \xi \frac{x_i}{\lambda}} \right) \quad (2.19)$$

### 2.1.3.2. Método da Linha de Influência Residual (LIR)

Este método assenta em duas hipóteses fundamentais, além das já referidas em todas as metodologias simplificadas:

- i) Os comboios são muito compridos face ao vão da ponte;
- ii) A resposta dinâmica máxima tende a ocorrer no instante em que a última carga do comboio abandona a ponte.

Desta forma, a resposta total da estrutura pode ser obtida através do princípio da sobreposição dos efeitos provenientes de cada carga do comboio, sendo o efeito individual de cada carga determinado com base no conhecimento da sua posição na linha de influência residual.

Assim, a contribuição das  $N$  cargas  $P$  (as cargas  $i$  encontram-se desfasadas temporalmente de  $t_i = x_i / v$ , onde  $v$  é a velocidade das cargas) para o deslocamento a meio vão ( $y$ ) pode ser expressa por:

$$y = \sum_{i=0}^{N-1} \left[ \frac{-r}{1-r^2} \frac{P_i}{M \omega_0^2} \sqrt{e^{-2\xi \frac{\pi}{r}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{r}\right) e^{-\xi \frac{\pi}{r}} \sin(\omega_0 t_i) e^{-\xi \omega_0 t_i}} \right] \quad (2.20)$$

onde  $\omega_0$  é a frequência angular natural do sistema,  $M$  a massa do sistema e  $r$  depende da velocidade das cargas ( $v$ ), do vão da viga isostática ( $L$ ) e da sua frequência fundamental ( $n_0$ ) e é dado pela seguinte expressão:

$$r = \frac{v}{2Ln_0} \quad (2.21)$$



Considerando o instante em que a última carga abandona a estrutura e através da regra da soma de sinusóides, obtêm-se as expressões do deslocamento máximo ( $y_{\max}$ ) e da aceleração máxima ( $\ddot{y}_{\max}$ ) através das seguintes expressões:

$$y_{\max} = C_{desl} A(r) G(\lambda) \quad (2.22)$$

$$\ddot{y}_{\max} = C_{acel} A(r) G(\lambda) \quad (2.23)$$

em que  $C_{desl}$  e  $C_{acel}$  são constantes dadas por:

$$C_{desl} = \frac{1}{M \omega_0^2} \quad (2.24)$$

$$C_{acel} = \frac{1}{M} \quad (2.25)$$

$A(r)$  é o factor de resposta dinâmica da ponte e depende apenas dos parâmetros relativos à ponte:

$$A(r) = \frac{-r}{1-r^2} \sqrt{e^{-2\xi\frac{\pi}{r}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{r}\right) e^{-\xi\frac{\pi}{r}}} \quad (2.26)$$

e  $G(\lambda)$  é um factor que traduz a acumulação dos efeitos das diversas cargas ( $P_i$ ) e que depende apenas dos parâmetros relativos ao comboio. Tal como no método DER, o valor de  $G(\lambda)$  é dado como o máximo dos valores de  $G(\lambda)$  correspondente a cada subcomboio, para atender às situações em que a resposta máxima ocorre em instantes em que apenas parte do comboio atravessou a ponte, ou seja:

$$G(\lambda) = \max_{i=1, N-1} \sqrt{\left( \sum_{k=0}^i P_k \cos\left(2\pi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}\right) e^{-2\pi\xi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}} \right)^2 + \left( \sum_{k=0}^i P_k \sin\left(2\pi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}\right) e^{-2\pi\xi \frac{x_1 - x_i}{\lambda}} \right)^2} \quad (2.27)$$

#### 2.1.4. METODOLOGIAS EMPÍRICAS

Estas metodologias têm por base dados estatísticos obtidos em medições em várias pontes sujeitas à passagem de vários comboios, extrapolando os resultados obtidos para as pontes em estudo. Assim sendo, as metodologias empíricas têm a desvantagem de só poderem ser aplicadas a pontes e comboios do mesmo tipo das usadas nas medições.

Um das campanhas que mais contribuíram para estas metodologias foram as campanhas efectuadas em várias pontes das linhas da SNCF. Estas pontes funcionavam como vigas simplesmente apoiadas e eram sujeitas à passagem do comboio TGV. As campanhas realizadas permitiram a formulação de várias expressões para o cálculo de factores de amplificação dinâmico relativos à velocidade ( $\phi_v$ ), ao momento flector a meio vão ( $\phi_m$ ) e para a aceleração ( $a$ ) dados pelas seguintes expressões [24]:

$$\varphi_V = 1 + 0,365 \frac{\alpha^2 D}{\vartheta L} \pm 0,579 \quad (2.28)$$

$$\varphi_M = 1 + 0,378 \frac{\alpha^2 D}{\vartheta L} \pm 0,661 \quad (2.29)$$

$$\frac{a}{g} = 1,403 \frac{\alpha^2 D}{\vartheta L} \frac{F}{G} \pm 1,449 \quad (2.30)$$

onde  $\alpha$  é um factor dado por:

$$\alpha = \frac{v}{2f_0 L} \quad (2.31)$$

em que  $f_0$  é a frequência fundamental da ponte,  $L$  o vão da ponte,  $v$  a velocidade de passagem do comboio,  $D$  o afastamento regular entre os grupos de eixos,  $\vartheta$  o decremento logarítmico,  $F$  a carga por eixo,  $G$  o valor das cargas permanentes e  $g$  a aceleração da gravidade.

De frisar que estas metodologias são muito limitativas pois têm um grau de confiança razoável para pontes semelhantes às analisadas (no caso destas campanhas apenas pontes simplesmente apoiadas) sujeitas à passagem dos comboios existentes na altura da campanha. Para o caso de pontes com diferentes soluções estruturais, a extrapolação de resultados tem de ser feita com algum cuidado.

## 2.2. IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA ANSYS DE UMA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS

Nesta secção pretende-se descrever a forma como foi implementada uma metodologia de análise dinâmica de pontes ferroviárias sobre a acção de cargas móveis através do programa de cálculo comercial ANSYS, usando a sua linguagem de programação interna “*Ansys Parametric Design Language*” (APDL).

Assim, todo este procedimento foi dividido em três fases fundamentais que serão explicadas nas próximas secções. As fases são então:

- i) Fase de Pré-processamento;
- ii) Fase de cálculo;
- iii) Fase de Pós-processamento.

Por fim efectuou-se a validação do programa com base em resultados encontrados na bibliografia.

### 2.2.1. FASE DE PRÉ-PROCESSAMENTO

Esta é a fase onde se efectua a programação de todo o procedimento de cálculo. Através da linguagem APDL, programaram-se os diferentes passos até à obtenção dos resultados pretendidos, tais como acelerações, deslocamentos, esforços em toda a estrutura, etc. Todos esses passos serão enumerados de seguida, apresentando nos respectivos anexos partes do código utilizado.

#### 2.2.1.1. Formação da matriz de cargas nodais equivalentes

O primeiro passo do pré-processamento consistiu no cálculo das cargas nodais equivalentes sob a forma de matrizes de carga. Estas matrizes puderam ser definidas como um parâmetro do ANSYS, podendo assim ser gravadas em ficheiros independentes para sua utilização posterior.

Tal como o nome indica, estas matrizes contêm toda a informação sobre as cargas nodais equivalentes de cada nó. Ela é organizada de modo a ter uma coluna inicial indicando o tempo decorrido até cada passo e uma coluna por cada nó pertencente ao caminho de cargas onde se representam as forças nodais equivalentes para cada incremento de tempo. Assim, terá tantas linhas quanto o número de passos necessários para a passagem do comboio (tempo total de integração). Cada um destes passos estará associado a um caso de cargas estáticas que mais tarde serão associados a função de cargas temporais na análise transitória. De notar que cada matriz depende do tipo de comboio a percorrer a ponte e da velocidade a que este circula. Sendo  $n$  o número de nós pertencentes ao caminho de cargas,  $i$  o número de passos necessários para caracterizar o tempo de passagem do comboio e  $t$  o tempo decorrido, a matriz com as forças nodais equivalentes ( $F$ ) no instante devido à passagem do comboio  $X$  à velocidade  $v$  é dada por:

$$[X \_ v] = \begin{bmatrix} t_0 & F_1^0 & \dots & F_n^0 \\ t_1 & F_1^1 & \dots & F_n^0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ t_{i-1} & F_1^{i-1} & \dots & F_n^{i-1} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

A organização desta matriz é feita de uma forma simples através os seguintes passos:

- i) Começou por se definir o tipo de comboio a percorrer a ponte e a velocidade a que este circulava. O “input” referente ao tipo de comboio tinha como informação as coordenadas relativas de cada eixo bem como as cargas referentes a cada um desses eixos. O tipo de comboio e a velocidade ( $v$ ) a que este circula condiciona automaticamente o espaço percorrido ( $x$ ) e consequentemente o tempo decorrido ( $t$ ) da seguinte forma:

$$x = L_{\text{comboio}} + L_{\text{ponte}} \quad (2.33)$$

$$t = \frac{x}{v} \quad (2.34)$$

Assim foi possível calcular-se o número de passos necessários à integração e, através de um simples comando, colocar a evolução do tempo na primeira coluna da matriz.

- ii) De seguida era necessário calcular as coordenadas dos nós pertencentes ao percurso de cargas. Considerou-se a coordenada do primeiro nó coincidente com a origem do percurso (o referencial do modelo da ponte tinha também já origem no início da ponte) e calcularam-se as coordenadas dos restantes nós, sabendo que se tinha efectuado uma malha de elementos finitos seccionada em faixas de, aproximadamente, 0,6 m na direcção longitudinal, perfazendo um caminho de cargas com 77 nós.
- iii) O passo seguinte foi o cálculo da posição das cargas do modelo do comboio utilizado. A posição das cargas num instante  $t$ ,  $x_k(t)$ , é definida como a soma da posição inicial  $x_k(t_0)$  com o espaço percorrido até esse mesmo instante, como mostra a seguinte expressão:

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (2.35)$$

- iv) O último passo consistiu na transformação das cargas em forças nodais equivalentes tendo em conta a sua posição já conhecida. O facto de se ter modelado a via permitiu o uso da função de forma de uma barra de dois nós, visto não ser necessário simular o efeito de degradação de forças proporcionado pelo carril. A função de forma  $N_i(x)$  é definida para o nó  $i$  e apresenta a seguinte configuração:

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{a}, & x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{a}, & x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (2.36)$$

onde  $x_k$  é a posição da força  $P_k$ ,  $x_i$  é a posição do nó  $i$  e  $a$  o espaçamento entre travessas. A Figura 2.4 mostra a variação da função de forma  $N_i(x)$  no nó  $i$  devido à passagem da carga móvel  $P_k$ .

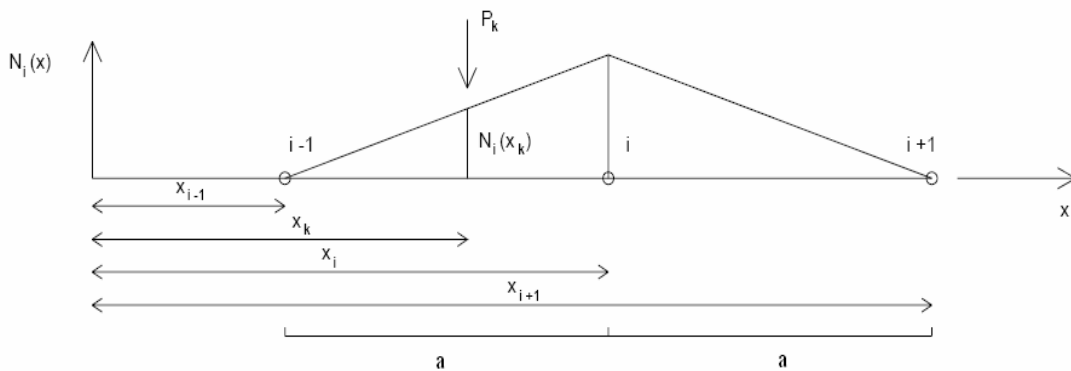


Figura 2.4: Variação da função de forma  $N_i(x)$  no nó  $i$  devido à passagem da carga móvel  $P_k$ .

Após este procedimento bastou organizar cada uma das forças nodais equivalentes na devida posição da matriz. De referir que foram utilizados ciclos de modo a que fossem calculadas todas as matrizes para cada velocidade de uma forma automática. O Anexo A1 apresenta o código utilizado para o cálculo das matrizes de carga.

#### **2.2.1.2. Análise Transitória**

A segunda fase do pré-processamento consiste na implementação da ferramenta de análise transitória de modo a associar-se as funções de carga temporais aos casos de carga estáticos relativos a cada passo de integração, que, como já se disse, corresponde ao tempo de passagem do comboio. Esta análise permite calcular a resposta dinâmica de uma estrutura sujeita a um conjunto de cargas móveis no tempo. Assim, os dados de entrada para esta análise são:

- i) Tipo de método usado para resolução das equações de equilíbrio dinâmico;
- ii) Caso seja o método da sobreposição modal, referir o número de modos a contribuir para a resposta;
- iii) Amortecimentos modais da estrutura ( $\xi$ );
- iv) Incremento de tempo utilizado na integração ( $\Delta t$ );
- v) Matriz de forças nodais equivalentes;

Após se introduzirem os dados de entrada foi necessário dar-se a indicação ao programa para colocar as forças nodais equivalentes, calculadas no passo anterior, nos respectivos nós. Assim, através de ciclos em que se cobria todos os passos de integração, e dentro de cada passo de integração outro ciclo para cobrir todos os nós do caminho de cargas, colocavam-se as forças em cada nó de modo a possibilitar o cálculo e apagavam-se de seguida, no fim de cada ciclo, de modo a reporem-se as novas forças correspondentes ao novo passo de integração. Estes ciclos faziam com que todos os passos de integração fossem analisados, calculando assim os resultados referentes a cada um desses passos. De referir ainda que, visto o modelo ser tridimensional, era necessário dividir as forças nodais por dois, de modo a distribuir a força correctamente por cada carril. No fim do programa é ainda dada a indicação para calcular resultados em vibração livre, durante alguns segundos, depois da passagem do comboio. O Anexo A2 mostra o código do programa desenvolvido em APDL para o cálculo da análise transitória referida.

#### **2.2.2. FASE DE CÁLCULO**

A fase de cálculo dividiu-se em duas fases, cada uma referente a cada um dos passos vistos no pré-processamento.

Começou por se executar o cálculo das matrizes de carga de modo a gravarem-se em ficheiros isolados. Assim, em caso de algum engano na fase seguinte, não seria necessário recalculá-las. O código possibilitou o cálculo automático de todas as matrizes para cada comboio (uma para cada velocidade) gravando cada uma num ficheiro que podia ser aberto pelo programa ANSYS mas

também como um ficheiro de texto para haver a possibilidade de se confirmarem os resultados e detectar possíveis erros. Usou-se uma nomenclatura própria de modo a organizarem-se melhor os resultados, sendo que cada matriz foi gravada com o nome “*Comboio\_velocidade*” consoante o comboio e a sua velocidade de circulação, como por exemplo “*TGV\_300kmh*”.

De seguida, passou-se à segunda fase, isto é, o resultado final da análise transitória. O ficheiro gerado tinha uma extensão denominada por “*.rdsp*” que continha toda a informação sobre o cálculo da estrutura de uma forma dinâmica. Este ficheiro foi usado na fase de pós-processamento discutido na secção seguinte. Tal como as matrizes, estes ficheiros foram organizados da mesma forma com o nome “*Comboio\_velocidade.rdsp*”.

De referir que esta análise tem como grande inconveniente o tempo necessário para todo este processo. Este tempo depende assim do tipo de comboio e da sua velocidade de circulação que interferem com o tempo de passagem e consequentemente com o número de passos de integração e tempo de cálculo. Outro inconveniente é o tamanho dos ficheiros de resultados “*.rdsp*” que obrigam a uma maior gestão de espaço.

### 2.2.3. FASE DE PÓS-PROCESSAMENTO

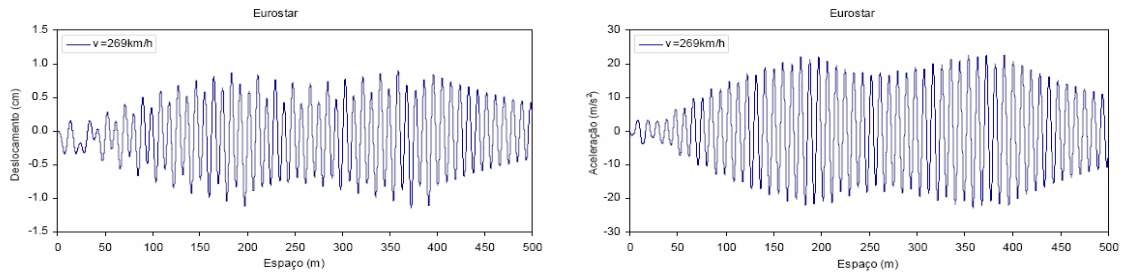
Esta fase consiste na extracção e organização dos resultados finais através dos seguintes passos:

- i) Registos de determinada grandeza ao longo do tempo;
- ii) Máximos e mínimos de determinada grandeza num certo intervalo de tempo.

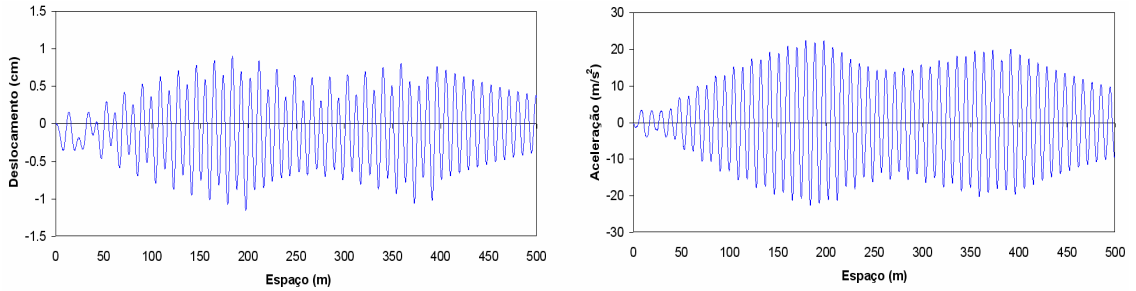
O Anexo A3 apresenta as linhas de código em APDL de modo a retirarem-se os resultados pretendidos a partir do ficheiro de resultados “*.rdsp*”.

### 2.2.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

Após a realização do código para simular o modelo de cargas rolantes foi necessário validar o programa. O exemplo escolhido para tal validação foi o apresentado por Barbero [25] que consiste numa viga simplesmente apoiada com 10 m de vão, massa por unidade de comprimento de 10 t/m, coeficiente de amortecimento de 1% e frequência fundamental de vibração de 8 Hz. Esta viga é sujeita à passagem do modelo de cargas do comboio real EUROSTAR à velocidade de 269 km/h que provoca a ressonância da estrutura. A Figura 2.5 a) mostra os registos dos deslocamentos e acelerações verticais a meio vão da viga obtidos por Barbero enquanto que a Figura 2.5 b) apresenta os registos na mesma viga mas obtido através do programa de cargas rolantes discutido na secção anterior.



a) Registos obtidos por Barbero



b) Registos obtidos pelo programa de cargas rolantes desenvolvido

Figura 2.5: Validação do programa de cargas rolantes

A figura demonstra uma concordância nos resultados, tanto a nível de acelerações como de deslocamentos o que comprova e valida o programa desenvolvido durante este trabalho.

### 2.3. FENÓMENO DE RESSONÂNCIA

A ressonância é o fenómeno que consiste na transferência de energia de um sistema oscilante para outro, quando a frequência do primeiro coincide com a frequência própria do segundo. Em termos de tráfego ferroviário, este fenómeno dá-se para velocidades de circulação superiores a 200 km/h e pode trazer consequência muito gravosas à estrutura visto amplificar a resposta dinâmica e consequentemente os possíveis danos causados à estrutura.

No caso da estrutura se assemelhar a uma viga simplesmente apoiada, a velocidade de ressonância ( $v_{res}$ ) pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$v_{res} = n_j \frac{D}{i} \quad (2.37)$$

onde  $n_j$  é a frequência fundamental de vibração,  $D$  é o espaçamento regular entre grupos de eixos e  $i$  é um inteiro. O quociente definido pelos dois últimos representa o comprimento principal de onda da excitação.

Quando a estrutura é hiperestática esta consideração pode já não ser válida, como explica Carnerero [26]. Este autor explica as diferenças ao nível da ressonância entre vigas isostáticas e vigas hiperestáticas de tramos contínuos.

Assim, o fenómeno de ressonância depende muito da geometria, tanto do comboio como da ponte. No caso da viga ser isostática, para que haja fenómenos de ressonância, a relação entre o vão da viga ( $L$ ) e a distância entre grupos de eixos ( $D$ ) deve obedecer à seguinte condição:

$$\frac{L}{D} = \frac{j}{i} \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad j = 1, 2, 3, \dots \quad (2.38)$$

O fenómeno contrário, isto é, de cancelamento de ressonância dá-se quando:

$$\frac{L}{D} = \frac{j-0,5}{i} \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad j = 1, 2, 3, \dots \quad (2.39)$$

Tais conclusões podem ser resumidas num quadro em que se apresenta as relações  $L/D$  responsáveis por fenómenos de ressonância ou cancelamento da mesma no caso da ponte funcionar como uma viga isostática. Essas relações apresentam-se no Quadro 2.2.

Quadro 2.2: Relações  $L/D$  que levam à ressonância máxima ou ao cancelamento da mesma em vigas isostáticas

$L/D$						
$j$						
1		2		3		
$i$	Cancelamento	Ressonância	Cancelamento	Ressonância	Cancelamento	Ressonância
1	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
2	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
3	0,17	0,33	0,50	0,67	0,83	1,00

No caso da viga ser hiperestática a situação inverte-se, isto é, as relações  $L/D$  que levariam à ressonância máxima em vigas isostáticas levam ao seu cancelamento quando a viga é contínua.

Assim, no caso do tabuleiro ser constituído por tramos contínuos, quando o incremento de tempo ( $\Delta t$ ) é igual a metade do período de excitação da onda ( $T_n$ ) dá-se o fenómeno ressonante. No caso da viga ser isostática acontece exactamente o contrário. A Figura 2.6 demonstra este fenómeno.

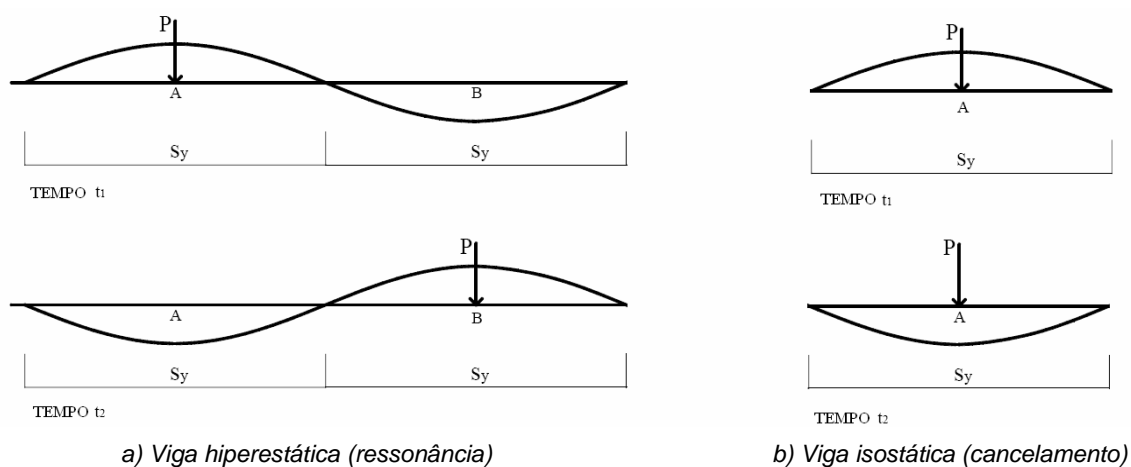


Figura 2.6: Caso do incremento de tempo ser metade do período de excitação da onda



A figura mostra que no instante de tempo  $t_1$  a carga está situada no ponto A que provoca o levantamento do ponto B. Se a distância temporal entre  $t_1$  e  $t_2$  for igual a metade do período de excitação, a carga atingirá o ponto B quando a onda atingir o ponto mais alto, precisamente no momento em que iniciará a descida. Assim, a carga contribuirá para amplificar esta descida provocando assim o fenómeno de ressonância. Ora, na viga isostática acontece o contrário, visto que passado metade do período de excitação a carga situa-se numa posição em que o ciclo da viga vai a meio cancelando assim o efeito ressonante.

Importa salientar agora o efeito contrário, isto é, explicar o efeito de cancelamento mas agora em vigas hiperestáticas. A Figura 2.7 mostra o que acontece quando agora  $\Delta t$  é igual a  $T_n$ . O efeito explicado anteriormente é exactamente o contrário, sendo que nas vigas com mais do que um tramo se a distância entre  $t_1$  e  $t_2$  for igual ao período, a carga atingirá o ponto B quando a onda atingir o ponto mais baixo. Assim, no momento em que a onda tem tendência a começar a subir, a carga contraria esse movimento provocando o cancelamento do fenómeno ressonante.

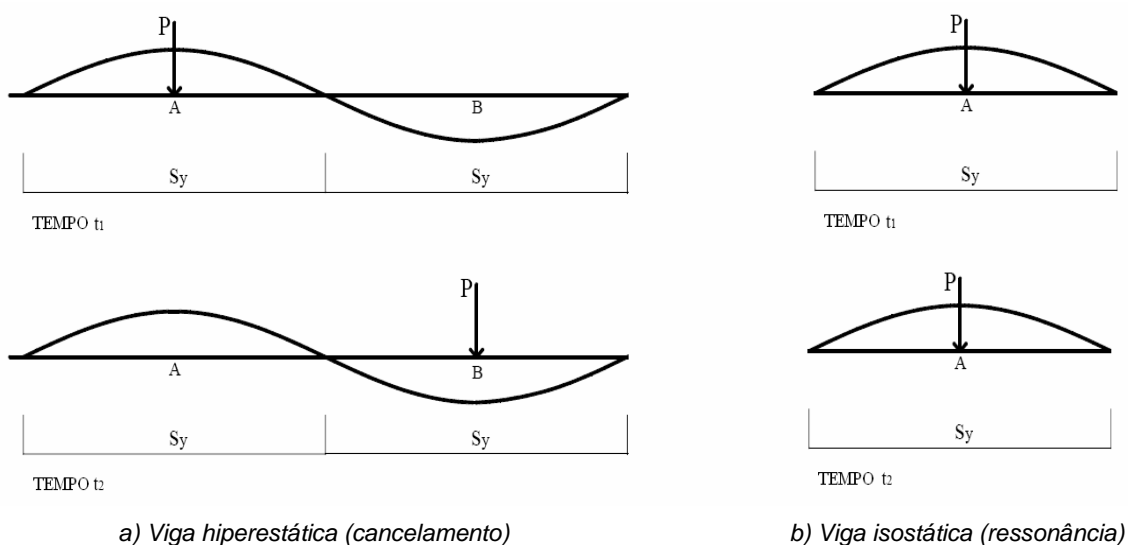


Figura 2.7: Caso do incremento de tempo ser igual ao período de excitação da onda

## 2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Em linhas convencionais, os efeitos dinâmicos proporcionados pela passagem de comboios em pontes ferroviárias foram contabilizados através da multiplicação de efeitos estáticos por um factor de amplificação dinâmica. Um dos modelos usados para esta contabilização foi o modelo LM71 (ver figura 1.4) proposto pelas fichas UIC776-1R, que multiplicado pelo factor de amplificação dinâmica ( $\Phi$ ) simulava os efeitos dinâmicos. Esse factor  $\Phi$  toma a designação  $\Phi_3$ , caso o nível de manutenção da via seja corrente, e é dado pela seguinte expressão:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (2.40)$$

onde  $L_\Phi$  o comprimento determinante para o elemento estrutural em causa. No caso de ser exigido um nível de manutenção da via mais exigente, o coeficiente de amplificação dinâmica toma a designação  $\Phi_2$  e é dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.41)$$

No entanto, com o aparecimento da alta velocidade, as velocidades de circulação passaram a atingir, e a superar, os 200 km/h trazendo consigo problemas não existentes até à altura, como os efeitos de ressonância. Foi assim necessário desenvolver mecanismos de análise dinâmica para contabilizar estes efeitos. Alguns desses mecanismos, ou metodologias, foram apresentados na secção 2.1.

Tendo como base as análises dinâmicas e as análises estáticas, foram criadas normas europeias com vista ao dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade. Todas estas normas estão incluídas na última versão da EN1991-2 [27] e EN1990-AnnexA2 [28] e já incluem os estudos efectuados pela comissão do ERRI D214.

Serão apresentados nesta secção os principais aspectos regulamentares a ter em conta ao nível da segurança estrutural e da segurança da via.

#### 2.4.1. CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA

A norma europeia EN1991-2 estabelece critérios gerais a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias. São eles:

- i) Verificação dos valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro de modo a prevenir a instabilização da via;
- ii) No caso de não ser necessário fazer uma análise dinâmica, os esforços dinâmicos devem ser calculados tendo em conta uma análise estática para a passagem dos comboios reais ou HSLM, afectados do factor de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$  contemplado pela ficha UIC776-1R. Caso a estrutura em questão exija uma análise dinâmica, estes valores devem ser ainda comparados com os valores resultantes da análise dinâmica com os comboios reais e HSLM, utilizando-se para efeitos de dimensionamento os valores mais gravosos. O fluxograma apresentado na Figura 2.8 indica a necessidade ou não da realização da análise dinâmica.

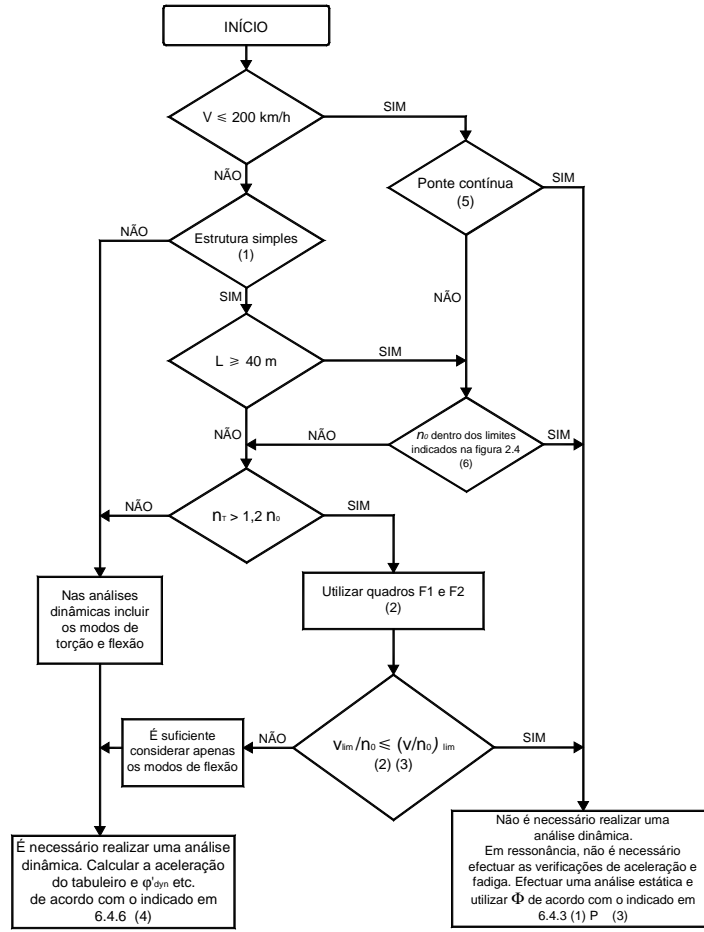


Figura 2.8: Fluxograma para determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte [27]

Onde  $v$  é a velocidade máxima de circulação,  $L$  o comprimento do vão da ponte,  $n_0$  a frequência fundamental do primeiro modo de vibração vertical e  $n_T$  a frequência do primeiro modo de torção. O anexo F da EN1991-2 fornece limites para a frequência do primeiro modo vertical ( $n_0$ ), entre os quais não é necessário realizar uma análise dinâmica. A Figura 2.9 mostra esses limites em função do vão da ponte. Assim, o limite superior ( $n_0^{\sup}$ ), representado pela curva 1, está relacionado com as irregularidades da via e é definido pela seguinte expressão:

$$n_0^{\sup} = 94,76L^{-0,748} \quad (2.42)$$

O limite inferior ( $n_0^{\inf}$ ), representado pela curva 2, está relacionado com as amplificações dinâmicas e é definido por:

$$n_0^{\inf} = \begin{cases} \frac{80}{L}, & 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58L^{-0,592}, & 20m \leq L \leq 100m \end{cases} \quad (2.43)$$

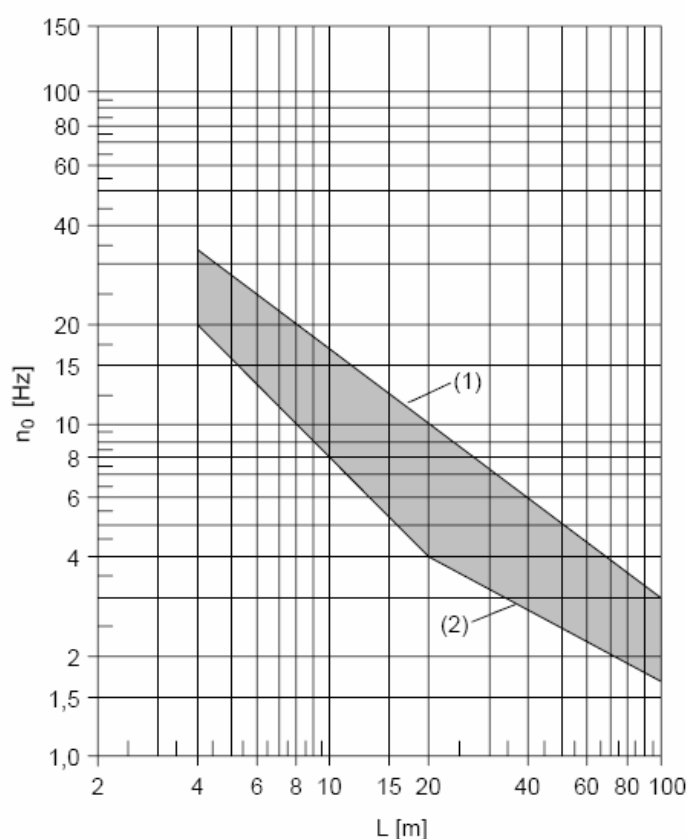


Figura 2.9: Limites da frequência natural da ponte  $n_0$  em função do vão [27]

- iii) No caso de ser necessário a realização de uma análise dinâmica deve ser verificada a fadiga com o objectivo de confirmar se os danos causados pelos ciclos de tensão provenientes dos efeitos dinâmicos devido a fenómenos de ressonância são inferiores aos danos causados provenientes pelos ciclos de tensão provocados pelo modelo LM71 afectado do coeficiente de amplificação dinâmica;
- iv) Verificação da aceleração máxima nas carruagens de modo a serem assegurados os níveis de conforto exigidos.

#### 2.4.2. VERIFICAÇÃO RELATIVA À SEGURANÇA ESTRUTURAL

No âmbito do dimensionamento estrutural, quando é necessária uma análise dinâmica, os valores dos esforços e deslocamentos são determinados através da comparação entre os valores obtidos pelos comboios reais e HSLM (calculados tendo em conta uma das metodologias de análise dinâmica) com os valores obtidos através do modelo de cargas estático LM71 multiplicado pelo coeficiente de amplificação dinâmica ( $\Phi$ ). Os valores a utilizar serão os valores mais gravosos de entre estes dois modelos.

Quando a análise dinâmica é dispensável (ver fluxograma da Figura 2.4), o dimensionamento é efectuado tendo em conta o factor de amplificação dinâmico proposto pela EN1991-2,

$(1 + \phi' + 0,5\phi'')$ , já contemplado pela ficha UIC776-1R. A parcela correspondente a uma via perfeita,  $\phi'$ , é dado por:

$$\phi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K - K^4}; & K < 0,76 \\ 1,325; & K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.44)$$

onde o factor  $K$  é:

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi}n_0} \quad (2.45)$$

em que  $L_{\Phi}$  o comprimento determinante para o elemento estrutural em causa,  $v$  a velocidade de circulação do comboio e  $n_0$  a frequência fundamental da estrutura.

Quanto à parcela que tem em conta a irregularidade da via e das rodas,  $\phi''$ , é dada por:

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \left( 56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\Phi}n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \quad (2.46)$$

onde  $\phi'' \geq 0$  e  $\alpha$  é um coeficiente dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}; & v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1; & v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.47)$$

#### 2.4.3. VERIFICAÇÃO RELATIVA À SEGURANÇA DA VIA

As normas têm ainda em consideração a segurança da via de modo a serem evitados alguns fenómenos prejudiciais ao seu desempenho. Entre esses fenómenos destacam-se a instabilização do balastro, a redução do contacto entre a roda e o carril, descarrilamento dos comboios por torção excessiva do tabuleiro, levantamento dos carris, etc. Assim, foram determinados alguns estados limites de deformação que serão enumerados de seguida:

- i) Aceleração vertical do tabuleiro;
- ii) Deformação vertical do tabuleiro;
- iii) Levantamento dos apoios;
- iv) Deformação longitudinal do tabuleiro.

De seguida apresenta-se uma breve explicação sobre o método proposto pela norma EN1991-2 e pela EN1990-AnnexA2 para controlar estes estados limites.

#### 2.4.3.1. Aceleração vertical do tabuleiro

Esta imposição ao nível das acelerações verticais do tabuleiro tem como objectivo evitar que haja instabilização do balastro ou perda de contacto entre a roda e o carril. Assim, a EN1990-AnnexA2 impõe os seguintes limites para a aceleração vertical do tabuleiro:

- i)  $3,5 \text{ m/s}^2$  para pontes com via balastrada;
- ii)  $5 \text{ m/s}^2$  para pontes com via não balastrada.

#### 2.4.3.2. Deformação vertical do tabuleiro

A norma diz que a deformação vertical máxima provocada pelo modelo de cargas LM71 em qualquer ponto do tabuleiro ( $\delta_{LM71}$ ), depende do vão ( $L$ ) e não deve exceder o seguinte valor:

$$\delta_{LM71} \leq \frac{L}{600} \quad (2.48)$$

#### 2.4.3.3. Levantamento dos apoios

Este estado limite tem como objectivo verificar o levantamento dos apoios da ponte. Esta verificação é efectuada adoptando-se a seguinte combinação de acções para o cálculo da reacção de apoio ( $R_d$ ):

$$R_d = R_G + R_{\text{comboio}} \quad (2.49)$$

onde  $R_G$  é a reacção do apoio devido às cargas permanentes e  $R_{\text{comboios}}$  é a reacção devido à passagem dos comboios. O levantamento dá-se se a contribuição devido à passagem dos comboios for superior à reacção provocada pelo peso próprio da estrutura.

#### 2.4.3.4. Deformação longitudinal do tabuleiro

De acordo com a EN1991-2, o deslocamento longitudinal relativo entre dois tramos de tabuleiro consecutivos devido a acções de arranque e frenagem não devem exceder os 5 mm. Estas forças são forças uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de influência do tabuleiro ( $L_{a,b}$ ). A força de arranque ( $Q_{lak}$ ) é dada por:

$$Q_{lak} = 33(kN / m) \times L_{a,b}(m) \leq 1000 kN \quad (2.50)$$

Enquanto que a força de frenagem relativa ao modelo LM71 é dada por:

$$Q_{lbk} = 20(kN / m) \times L_{a,b}(m) \leq 6000 kN \quad (2.51)$$

Há ainda outro aspecto a ter em conta que consiste na limitação do deslocamento longitudinal ao nível da face superior do tabuleiro ( $\delta_h$ ) provocado pelo modelo de cargas LM71. A norma impõe assim os seguintes limites para  $\delta_h$ :

- i) 10 mm para o caso de não se considerar a interacção via-ponte;
- ii) 8 mm para o caso de se considerar a interacção via-ponte.

Este deslocamento é calculado através da seguinte expressão:

$$\delta_h = \theta_1 H + \delta + \theta_2 H \quad (2.52)$$

onde  $\theta_1$  e  $\theta_2$  representam as rotações nas extremidades de cada tramo,  $\delta$  o deslocamento ao nível dos apoios de cada tramo e  $H$  a espessura do tabuleiro, como mostra a Figura 2.10.

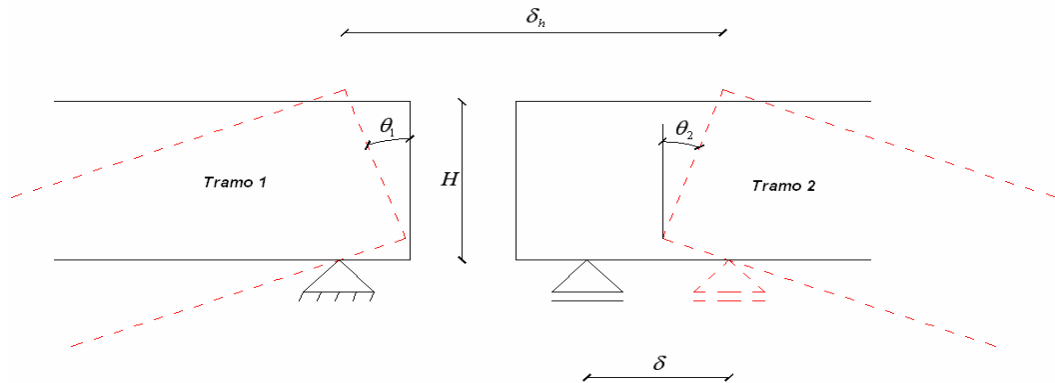


Figura 2.10: Esquema para cálculo do deslocamento longitudinal ao nível da superfície do tabuleiro ( $\delta_h$ )

#### 2.4.4. VERIFICAÇÃO RELATIVA AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A norma EN1990-AnnexA2 fornece uma metodologia simplificada para análise do conforto dos passageiros em pontes com comportamento de viga simplesmente apoiadas ou contínuas cujos tramos não apresentem variações significativas de rigidez e com comprimento inferior a 120 m.

Assim, foram estabelecidos três níveis de conforto tendo em conta as acelerações máximas permitidas nas carruagens ( $b_v'$ ): muito bom, bom ou aceitável. O Quadro 2.3 indica os níveis de aceleração máxima nas carruagens ( $b_v'$ ) permitidos para cada um dos três níveis de conforto:

Quadro 2.3: Níveis de conforto por base na aceleração das carruagens ( $b_v'$ )

Nível de conforto	$b_v' (m/s^2)$
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Tendo em conta o vão do tabuleiro ( $L$ ), o gráfico da Figura 2.11 mostra os valores limites da relação entre  $L$  e o deslocamento máximo vertical ( $\delta$ ) provocado pelo modelo de cargas estático LM71 majorado pelo coeficiente de amplificação dinâmica ( $\Phi$ ). Este gráfico tem como base o nível de conforto muito bom ( $b_v' = 1,0 m/s^2$ ) e é usado para pontes constituídas por três ou mais tramos. No caso do número de tramos ser inferior devem-se multiplicar estes valores por 0,7. Para outros níveis de conforto estes valores do gráfico devem ser divididos pelo respectivo  $b_v'$ .

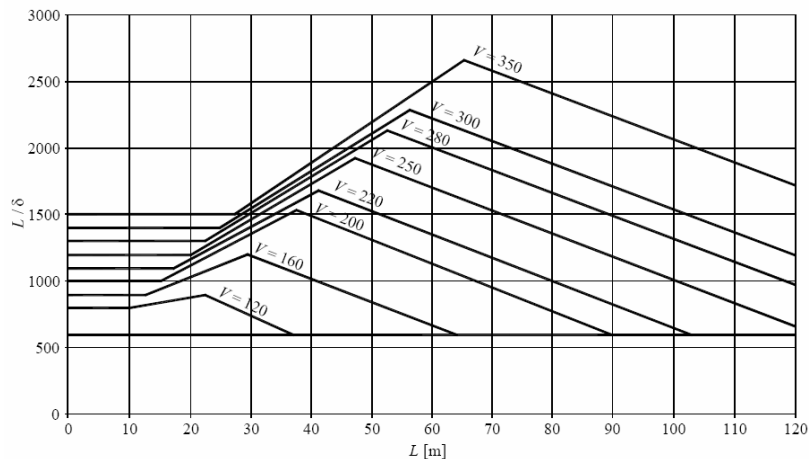


Figura 2.11: Deslocamento vertical máximo ( $\delta$ ) correspondente a um nível de aceleração vertical das carruagens ( $b_v'$ ) de  $1,0 m/s^2$ , em função da velocidade ( $v$ )

Para pontes mais complexas, esta análise através da interação ponte-comboio deve ser realizada tendo em contas os seguintes aspectos [7]:

- Gama de velocidades até à velocidade máxima dos veículos;
- Esquemas de carga característicos de cada comboio real;
- Interação dinâmica entre os diversos veículos do comboio real e a estrutura;
- Amortecimento e rigidez das suspensões dos veículos;
- Número de carruagens suficiente de modo a obterem-se os efeitos máximos em grandes vão;
- Número de vãos suficiente para provocar efeitos de ressonância das suspensões dos veículos.



Esta análise, através da interacção ponte-comboio, não foi alvo de estudo desta dissertação visto que apenas se utilizou a metodologia de cargas móveis já descrita, no entanto optou-se por apresentar umas breves ideias sobre o assunto.



# 3

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a modelação da ponte ferroviária de S. Lourenço sobre o rio Arunca, situada na linha do Norte (quilómetro 158.662) em Vermoil, perto de Pombal. Esta ponte é do tipo “bowstring” e nela circulam diariamente diversos tipos de comboios, entre eles, o comboio português Alfa Pendular.

A modelação da ponte foi efectuada de duas formas diferentes, uma formulação com elementos de volume, para possibilitar a calibração do modelo, e uma segunda formulação com o tabuleiro formado por elementos de casca. A segunda formulação proporciona um modelo mais leve (número de nós cerca de vinte vezes inferior ao do modelo de elementos de volume) para a realização das análises dinâmicas.

A calibração do primeiro modelo foi efectuada com base nos resultados obtidos numa campanha experimental. Essa campanha teve como objectivo medir grandezas necessárias à correcta calibração do modelo, tanto a nível de vibração ambiental como a nível de vibração forçada pela passagem de comboios. Assim, pôde-se calibrar o modelo de modo às suas características estarem bem ajustadas às características reais da estrutura.

Houve um trabalho progressivo nesta área, não se tendo obtido na primeira modelação os resultados esperados, isto é, concordantes com os medidos experimentalmente. Assim, a descrição da calibração do modelo é realizada de forma a mostrar a evolução dos resultados desde o primeiro modelo até ao modelo final em que se considerou que os resultados numéricos já eram bastante semelhantes aos experimentais.

Após a correcta calibração do primeiro modelo descreve-se o desenvolvimento do segundo, mais simples, terminando com a validação do modelo a nível de frequências naturais e de resposta dinâmica.

### 3.2. DESCRIÇÃO DA PONTE

A Ponte de S. Lourenço situa-se ao quilómetro 158.662 da linha do Norte (ver Figura 3.1), e foi sujeita a remodelações a nível estrutural em 2003 no âmbito do projecto de remodelação desta linha.



a) Localização geográfica

b) Fotografia aérea

Figura 3.1: Localização da Ponte de S. Lourenço

A ponte de S. Lourenço é do tipo “bowstring”. Este tipo de pontes é caracterizado pelos arcos metálicos longitudinais que delimitam o tabuleiro lateralmente, como mostra a Figura 3.2:

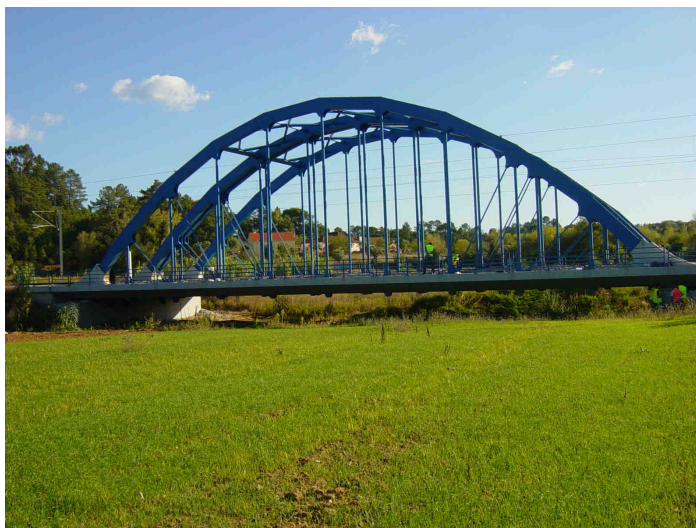


Figura 3.2: Vista geral da Ponte de S. Lourenço

A ponte é constituída por dois tabuleiros de betão armado pré-esforçado, um para cada sentido de circulação, estruturalmente independentes (ver Figura 3.3 a)). Cada um dos tabuleiros tem do lado esquerdo do sentido de circulação um passadiço de betão armado ligado em consola para peões, como mostra a Figura 3.3 b):



a) Vista longitudinal



b) Vista do passadiço lateral

Figura 3.3: Tabuleiros e passadiços da Ponte de S. Lourenço

O tabuleiro é, como já foi dito, de betão armado e pré-esforçado longitudinalmente para compensar as tracções impostas pelos arcos. A ponte tem um comprimento total de 42 m com extremidades em consola de 1,8 m de vão, como mostra a Figura 3.4.

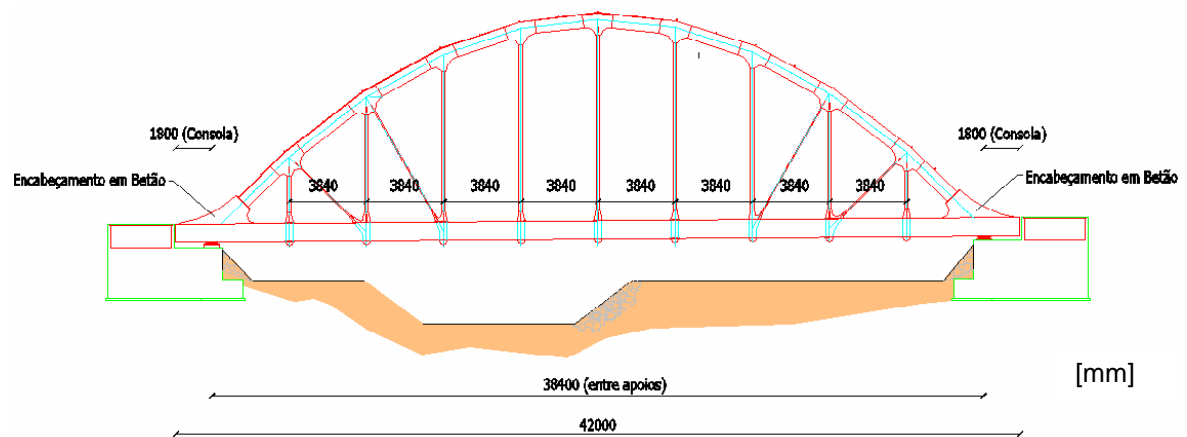


Figura 3.4: Alçado da Ponte de S. Lourenço

Transversalmente, o tabuleiro tem 5,8 m de largura (dos quais 4,6 m são preenchidos pela camada de balastro e 1,55 m pelo passadiço lateral) e possui uma forma em U que possibilita a colocação do balastro no seu interior. A espessura da laje onde assenta o balastro varia entre 0,43 e 0,4 m e as nervuras laterais que formam a secção em U têm uma altura de 0,95 m. De notar que as nervuras são pré-esforçadas longitudinalmente por dois cabos cada e a zona central é também pré-esforçada. A Figura 3.5 mostra um corte transversal da ponte.

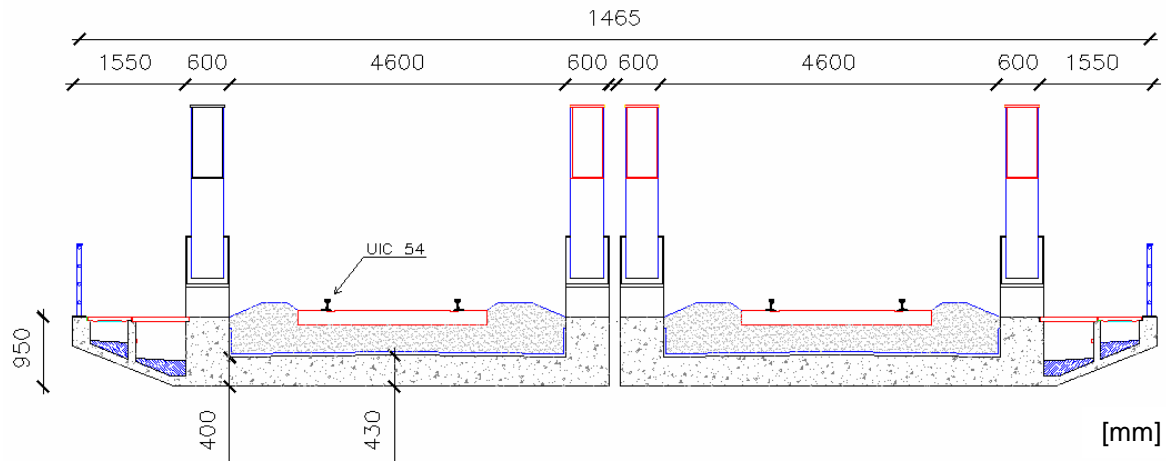


Figura 3.5: Corte transversal da ponte de S. Lourenço

O balastro assente no tabuleiro tem uma altura de aproximadamente 0,5 m e nele assentam as travessas de betão. Os carris são em perfil do tipo UIC 54 e assentam em palmilhas sobre as travessas. O pormenor desta via encontra-se na Figura 3.6.



Figura 3.6: Pormenor da via na ponte de S. Lourenço

Os arcos longitudinais são constituídos por barras ocas soldadas e são contraventados perpendicularmente por tubos rectangulares, também ocos, e na diagonal por barras com dupla cantoneira, como mostra a planta da Figura 3.7. Este contraventamento é apenas na zona superior a 8,2 m do nível do tabuleiro. Na vertical existem pendurais por cada quebra de secção do arco, perfazendo um total de nove, distanciados de 3,84 m. Cada arco contém ainda, entre os dois pendurais das extremidades, dois tirantes diagonais com a função de aumentar a rigidez do tabuleiro aquando da passagem dos comboios (a Figura 3.4 mostra a configuração dos arcos longitudinais). Por fim, as vigas principais dos arcos encontram-se em continuidade com o tabuleiro através de encabeçamentos em betão.



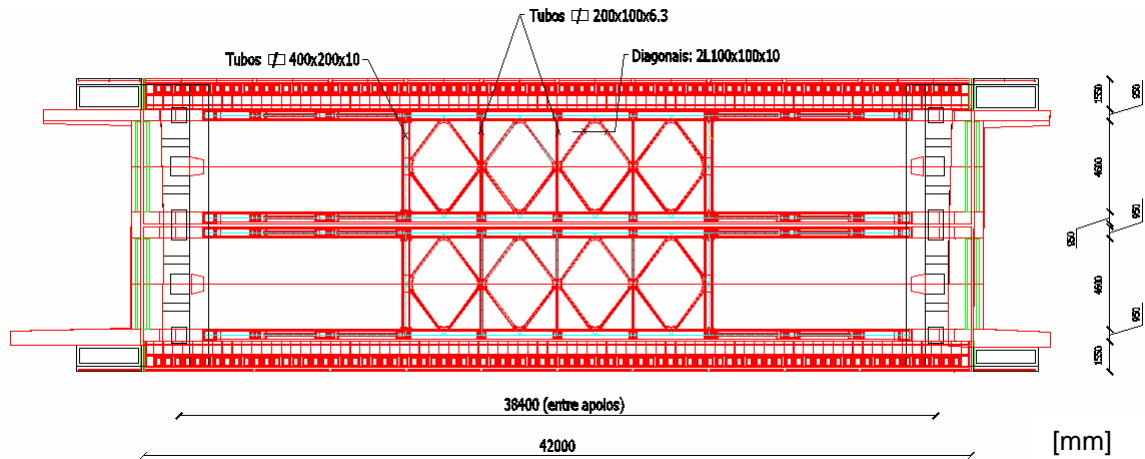


Figura 3.7: Planta da Ponte de S. Lourenço

As ligações entre o arco e todos os seus constituintes ao tabuleiro atravessam a sua espessura de modo a conseguir-se uma ligação contínua entre os diferentes elementos. A Figura 3.8 a) mostra a ligação na parte superior do tabuleiro enquanto que a Figura 3.8 b) apresenta as mesmas ligações mas vistas da parte inferior.



a) Vista superior



b) Vista inferior

Figura 3.8: Ligações arco-tabuleiro

Quanto aos apoios, foi criado um sistema de apoios de modo a serem impedidos todos os movimentos de translação e rotação na ponte. Os apoios são do tipo “*pot bearing*” sendo que num dos lados de cada tabuleiro existem dois aparelhos de apoio guiados (Figura 3.9 a)) de forma a impedir o deslocamento transversal enquanto que do outro lado existem dois apoios móveis (ver Figura 3.9 b)). O deslocamento longitudinal é impedido através de dois varões Dywidag (Figura 3.9 c)) colocado no extremo do tabuleiro na zona central. Este deslocamento não assume valores muito elevados, visto acontecer apenas devido ao efeito das forças de frenagem e arranque dos comboios.

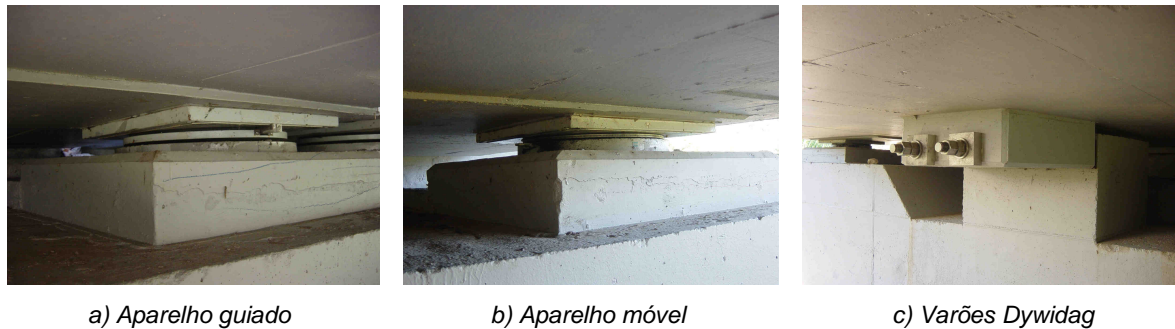


Figura 3.9: Aparelhos de apoio existentes

A Figura 3.10 mostra um esquema com o posicionamento de cada tipo de apoio nos dois tabuleiros da ponte.

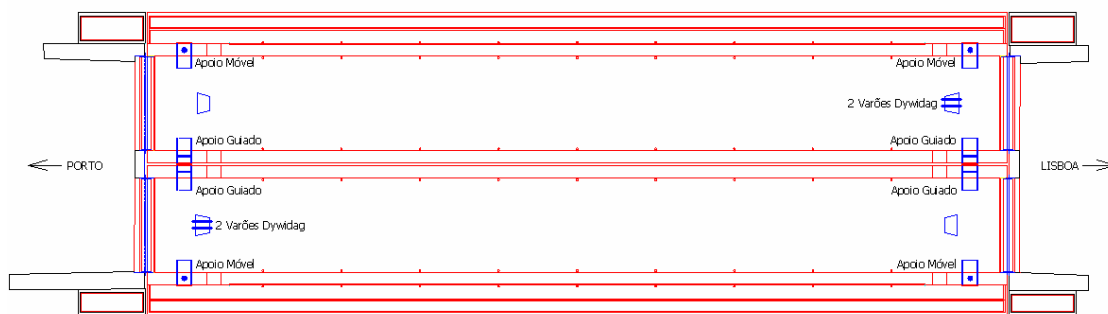


Figura 3.10: Esquema do posicionamento dos aparelhos de apoio

### 3.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL

O presente trabalho contou com uma campanha experimental realizada na ponte de S. Lourenço com o intuito de se medirem grandezas que poderiam ajudar a calibração do modelo numérico [29]. Assim, foi possível efectuar-se a calibração do modelo numérico tendo como base resultados de medidas reais.

Esta campanha contou com dois tipos de ensaios, sendo que o primeiro foi de vibração ambiental com o objectivo de se medirem as características dinâmicas da ponte, tais como frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. O segundo foi um ensaio de tráfego ferroviário que permitiu a obtenção de registos de acelerações verticais devido à passagem de comboios através de acelerómetros instalados no tabuleiro da ponte.

#### 3.3.1. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Este ensaio teve como objectivo principal a medição de grandezas e propriedades dinâmicas da ponte. Estas grandezas foram utilizadas para a calibração do modelo numérico numa tentativa de se igualarem os resultados numéricos com os experimentais.



Neste ensaio foram utilizados dois sismógrafos modelo GSR-18 da Geosig, dotados de acelerómetros triaxiais do tipo “force-balanced”, devidamente controlados por intermédio de um computador. A resposta ambiental da ponte foi medida em sucessivos “setups”, considerando um ponto de referência fixo (REF) e 25 pontos de medida móveis localizados nos eixos das vigas principais do tabuleiro, junto a cada pendural e ainda em pontos importantes como o extremo da consola, quarto de vão, terço de vão e meio vão. A Figura 3.11 ilustra a posição desses pontos (a azul) bem como a posição do sismógrafo de referência (a vermelho).

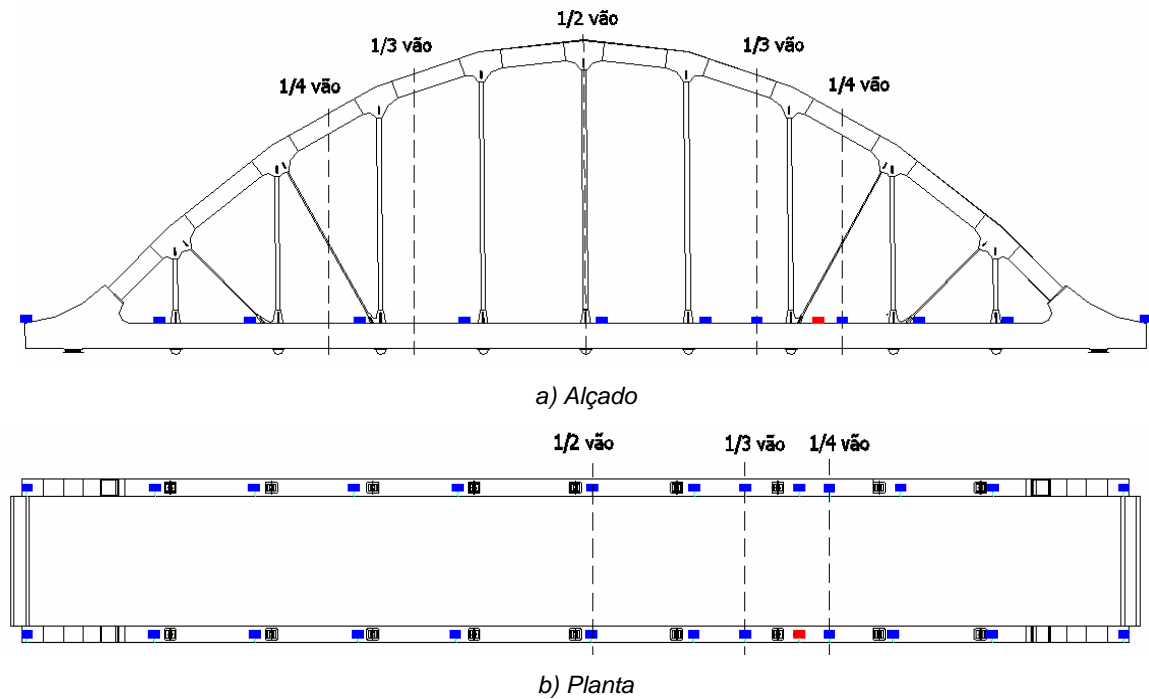


Figura 3.11: Posição dos sismógrafos móveis (a azul) e fixo (a vermelho) durante o ensaio experimental

A Figura 3.12 mostra uma fotografia do sismógrafo fixo e do móvel durante o ensaio experimental realizado.



a) Sismógrafo fixo



b) Sismógrafo móvel

Figura 3.12: Fotografia dos sismógrafos usados durante o ensaio experimental

Em cada “setup”, foram adquiridas séries temporais de aceleração com 8 minutos de duração e uma frequência de aquisição de 100 Hz.

Estas séries foram posteriormente analisadas e processadas de forma a obterem-se estimativas de espectros de potência médios normalizados (ANPSD) nos diversos pontos de medição, e funções de transferência, que relacionam a resposta em cada ponto móvel com a do ponto de referência fixo.

As estimativas dos espectros foram obtidas por aplicação do procedimento de Welch a cada registo individual, considerando uma sobreposição de 50% e a aplicação de janelas temporais de Hanning [30].

A Figura 3.13 mostra duas dessas estimativas obtidas para pontos localizados a um meio e a um terço de vão do tabuleiro. Os picos correspondentes às frequências de 4,49 Hz, 6,05 Hz, 9,96 Hz e 11,40 Hz correspondem aos quatro primeiros modos de vibração vertical. O pico correspondente à frequência de 7,13 Hz corresponde ao primeiro modo de torção. É possível verificar que, tal como seria de esperar, a ordenada do primeiro modo vertical (modo anti-simétrico) no gráfico da estimativa do espectro de potência a meio vão é nula.

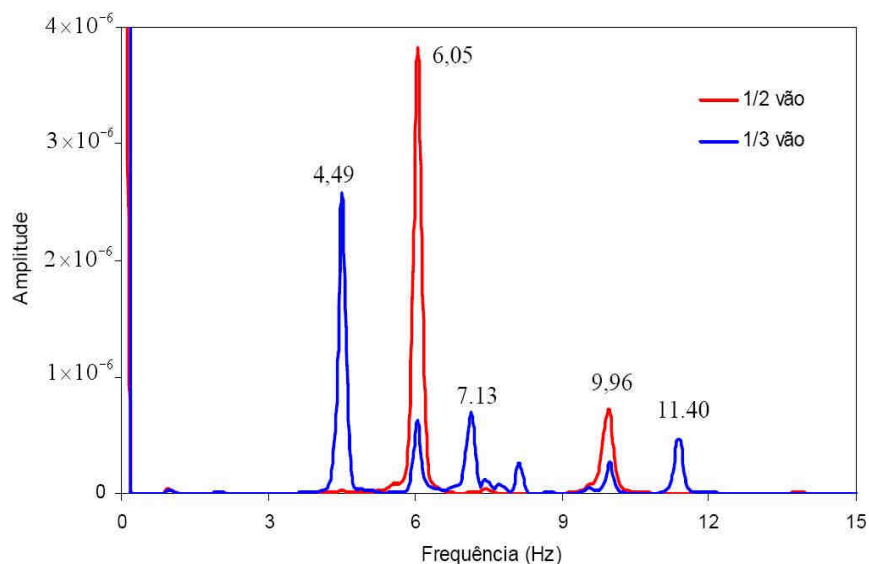


Figura 3.13: Estimativas espectrais médias normalizadas das acelerações medidas a 1/2 vão e a 1/3 de vão do tabuleiro

Posto isto, definiram-se os modos experimentais tendo-se obtido algumas configurações já esperadas, como o caso do primeiro modo vertical não ser o modo de viga (este é apenas o segundo) visto a ponte não ter um comportamento simples mas sim um comportamento de arco. Na Figura 3.14 apresentam-se as configurações das coordenadas modais obtidas experimentalmente (não foi possível caracterizar-se o terceiro modo vertical em termos de coordenadas modais pelo que se apresentam apenas as configurações para os dois primeiros modos verticais e para o modo de torção).

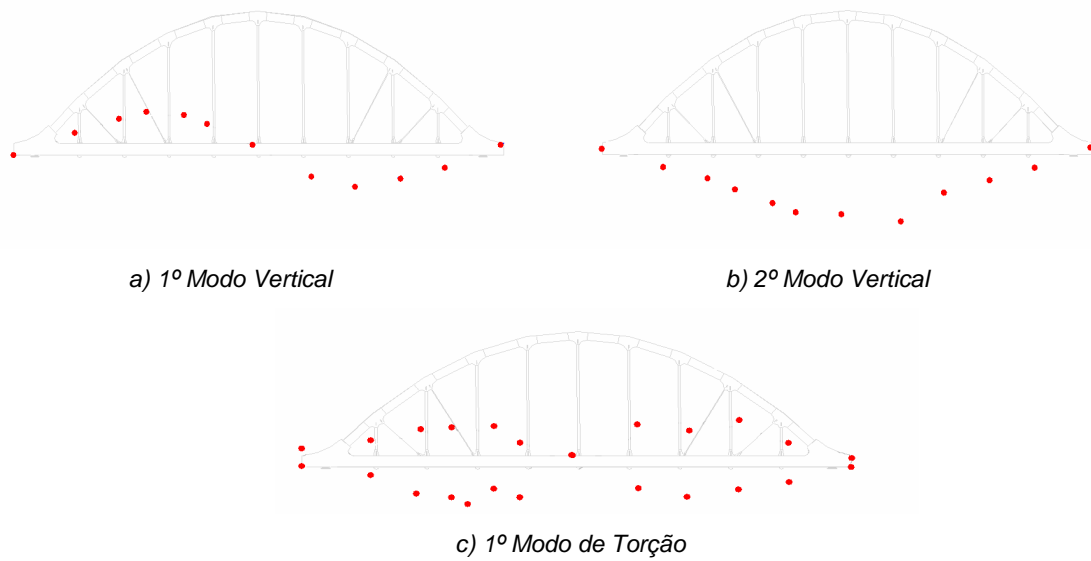


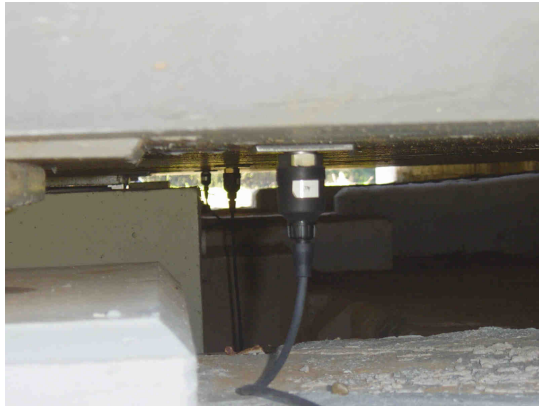
Figura 3.14: Deformadas dos quatro modos globais no modelo final

O Quadro 3.1 resume os resultados obtidos durante o ensaio de vibração ambiental.

Quadro 3.1: Resultados experimentais relativos ao ensaio de vibração ambiental						
	1º Modo de Flexão (f=4,49 Hz)		2º Modo de Flexão (f=6,05 Hz)		1º Modo de Torção (f=7,13 Hz)	
Ponto	$\phi_{esq}$	$\phi_{dir}$	$\phi_{esq}$	$\phi_{dir}$	$\phi_{esq}$	$\phi_{dir}$
1º	-0,067	-0,109	-0,016	-0,040	-0,059	0,115
2º	0,187	0,165	-0,133	-0,101	0,241	-0,142
3º	0,342	0,298	-0,200	-0,176	0,366	-0,317
4º	0,422	0,387	-0,273	-0,277	0,388	-0,352
5º	0,430	0,401	-0,298	-0,298	0,417	-0,417
6º	0,389	0,347	-0,359	-0,359	0,401	-0,273
7º	0,289	0,306	-0,420	-0,409	0,211	-0,351
8º	0,052	0,040	-0,430	-0,468	0,067	0,047
9º	-0,308	-0,258	-0,476	-0,390	-0,314	0,339
10º	-0,422	-0,371	-0,295	-0,286	-0,416	0,281
11º	-0,330	-0,333	-0,214	-0,183	-0,333	0,379
12º	-0,210	-0,168	-0,134	-0,089	-0,245	0,165
13º	0,048	0,060	-0,010	-0,015	0,029	-0,065

### 3.3.2. ENSAIO DINÂMICO SOB TRÁFEGO FERROVIÁRIO

O ensaio dinâmico sob tráfego ferroviário permitiu obter registos da aceleração vertical em diferentes pontos do tabuleiro, através da instalação de acelerómetros no tabuleiro. A Figura 3.15 mostra a colocação dos acelerómetros durante este ensaio.



a) Acelerómetros junto aos apoios



b) Equipamento informático para análise dos registos

Figura 3.15: Fotografia dos acelerómetros usados durante o ensaio experimental

Na Figura 3.16 apresenta-se, a título de exemplo, registos filtrados e não filtrados da aceleração no ponto de referência correspondente à passagem do comboio Alfa Pendular a 155 km/h. O filtro aplicado foi do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II), de ordem 20, com frequência de corte igual à indicada na EN1990-A2, ou seja, 30 Hz.

A observação da figura permite verificar que o valor de pico da aceleração vertical é igual a 0,062 g, no caso do registo não filtrado, e a 0,058 g, no caso do registo filtrado. A aplicação do filtro traduziu-se numa redução do valor de pico da aceleração de 7%.

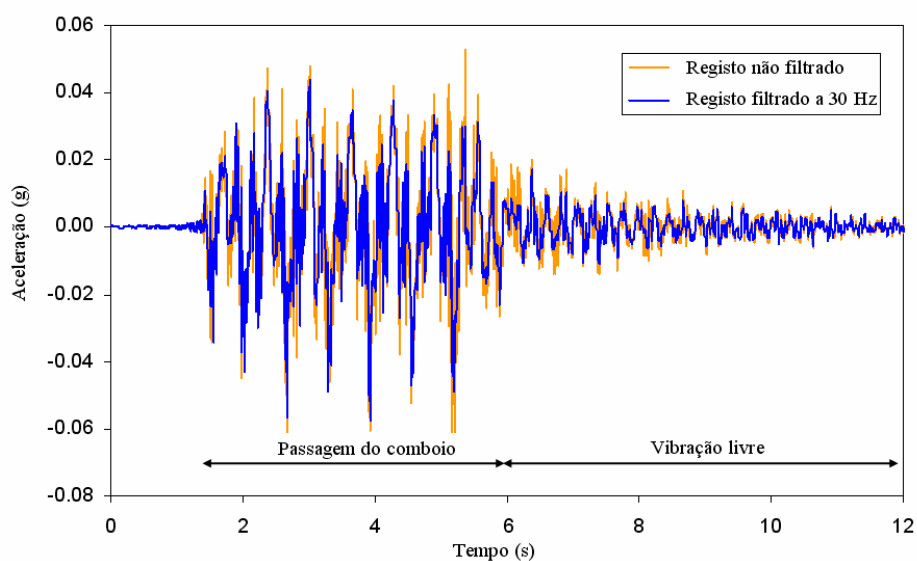


Figura 3.16: Registo de acelerações verticais no tabuleiro medido no ensaio experimental

Na Figura 3.17 apresenta-se ainda uma estimativa da densidade espectral de potência da aceleração. A observação do gráfico permite verificar que a aceleração é claramente dominada pela frequência do primeiro modo de vibração (4,49 Hz) e pela frequência da ação ( $f$ ) correspondentes à passagem dos grupos de eixos com afastamentos regulares ( $D$ ) de 25,9 m à velocidade ( $v$ ) de 155 km/h. Essa frequência é dada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{v}{D} = \frac{155/3,6}{25,9} = 1,66 \text{ Hz} \quad (3.1)$$

É possível ainda observar picos com frequências superiores a 25 Hz, que poderão estar associados a contributos de irregularidades da via ou das rodas, que provocam excitações dos eixos ou dos bogies dos veículos.

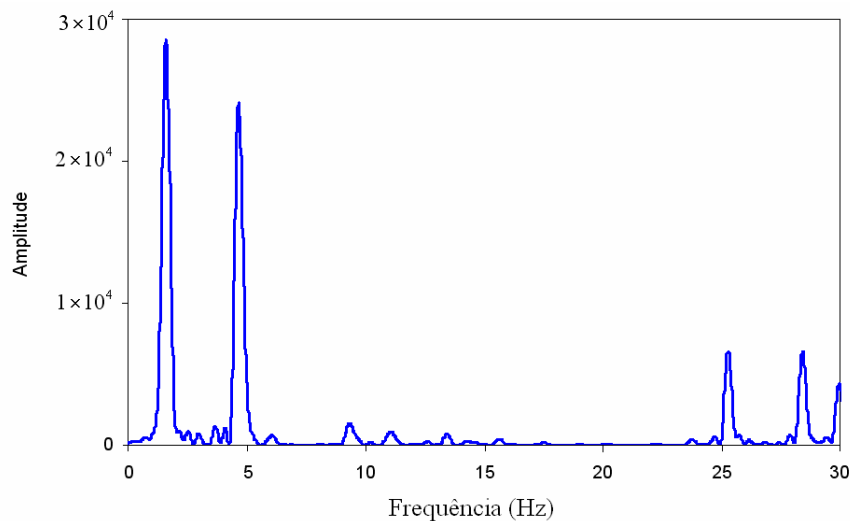


Figura 3.17: Estimativa da densidade espectral de potência da aceleração

Foram ainda calculados os coeficientes de amortecimento modais através do método do decremento logarítmico, utilizando a parte dos registos temporais correspondente à resposta em vibração livre. Os valores dos coeficientes de amortecimento modais obtidos para os três modos verticais encontram-se indicados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2: Coeficientes de amortecimento determinados através do método do decremento logarítmico

Modo	Coeficiente de amortecimento $\xi$ (%)	
	Zona inicial da vibração livre	Zona intermédia da vibração livre
1º Vertical	1,39	1,11
2º Vertical	0,74	0,69
3º Vertical	2,40	1,79

A observação da tabela permite constatar que os valores dos coeficientes de amortecimento calculados considerando a zona inicial da resposta em vibração livre são superiores aos calculados considerando uma zona intermédia. Este resultado corrobora a tendência de crescimento do amortecimento com o aumento do nível de vibração. Verifica-se ainda que os valores dos coeficientes de amortecimento modais são superiores ao especificado na EN1991-2 para pontes com tabuleiro misto aço-betão e vãos superiores a 20m, que é de 0,5 %.

Assim, ficaram definidos os parâmetros necessários à calibração e validação do modelo numérico que será discutido de seguida.

### 3.4. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DE VOLUME

#### 3.4.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura foi discretizada por intermédio de vários tipos de elementos existentes no programa de cálculo comercial ANSYS. A ponte em estudo é composta por dois tabuleiros estruturalmente independentes, pelo que se estudou apenas um. O modelo com tabuleiro discretizado através de elementos de volume encontra-se representado na Figura 3.18.

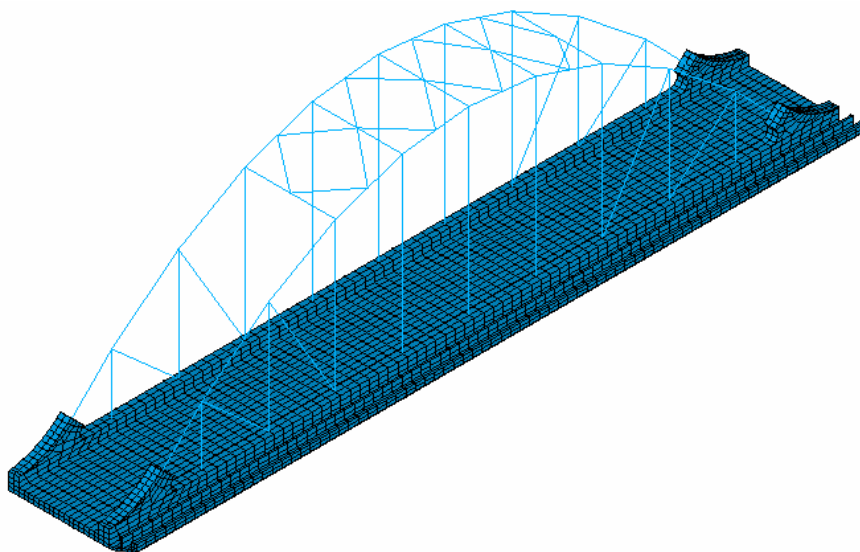


Figura 3.18: Modelo da Ponte de S. Lourenço com tabuleiro discretizado com elementos de volume

Este modelo utilizou elementos de volume de oito nós (denominados no ANSYS por *SOLID45*) para a modelação do tabuleiro, que apenas contemplam graus de liberdade de translação. Para a modelação dos arcos foram utilizados elementos de viga elástica tridimensional (*BEAM44*) com seis graus de liberdade por nó (três rotações e três translações). Foram ainda utilizados elementos de barra para assegurar a continuidade de rotações nas ligações entre os arcos e o tabuleiro (*LINK8*), visto que os elementos de volume não contemplam os graus de liberdade de rotação. Por último, as massas de alguns elementos não estruturais foram modeladas com elementos de massa (*MASS21*). Mais à frente serão apresentadas com pormenor as características atribuídas a estes elementos.

### 3.4.2. MATERIAIS

Foram adoptadas características aos materiais de modo a tentar reproduzir-se ao máximo a realidade.

Assim, o peso volúmico do betão armado ( $\gamma_{bet\tilde{a}o}$ ) foi considerado igual a 25 kN/m<sup>3</sup> enquanto que o do aço ( $\gamma_{a\tilde{c}o}$ ) foi tomado igual a 77 kN/m<sup>3</sup>. O peso volúmico atribuído ao balastro ( $\gamma_{bala\tilde{a}stro}$ ) foi de 18 kN/m<sup>3</sup> enquanto que para as restantes massas, simuladas através do tipo de elemento *MASS21*, os valores atribuídos foram os apresentados no Quadro 3.3 (valores com base em informação presente no projecto):

Quadro 3.3: Características dos elementos de massa “MASS21”

Tipo de massa	Massa por metro linear (kg/m)	Massa por superfície (kg/m <sup>2</sup> )
Revestimentos do tabuleiro	-	91
Guardas metálicas	20	-
Tampas pré-fabricadas	191	-
Revestimento do passadiço	116	-
Travessas	729	-
Carris	108	-

O módulo de elasticidade do aço ( $E_{a\tilde{c}o}$ ) é de 210 GPa enquanto que o do betão ( $E_{bet\tilde{a}o}$ ) de classe C35/45 foi estimado para a idade actual (aproximadamente 500 dias) tendo em conta o seu valor aos 28 dias de 34 GPa, através da seguinte expressão existente no Eurocódigo 2 [31]:

$$E_{bet\tilde{a}o}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm(28)}} \right)^{0,3} E_{bet\tilde{a}o(28)} \quad (3.2)$$

onde  $f_{cm}(t)$  e  $f_{cm(28)}$  é a tensão de rotura do betão à compressão na idade de  $t$  dias e 28 dias respectivamente. O valor de  $f_{cm(28)}$  é de 43 MPa e  $f_{cm}(t)$  é também dado pelo Eurocódigo 2 através da seguinte expressão:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm(28)} \quad (3.3)$$

em que  $\beta_{cc}(t)$  é um coeficiente que depende da idade do betão e é dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.4)$$

sendo  $s$  um coeficiente que do tipo de cimento, que neste caso toma o valor de 0,2 e  $t$  é aproximadamente 500 dias, o valor corrigido para o módulo de elasticidade do betão é de 35,6 GPa.

Por fim, os coeficientes de Poisson  $\nu$  atribuídos ao betão e ao aço foram de 0,2 e 0,3, respectivamente. O Quadro 3.4 resume as características do betão e do aço consideradas.

Quadro 3.4: Características dos materiais existentes

Materiais	$\gamma (kN / m^3)$	$E (GPa)$	$\nu$
Betão	25	35,6	0,2
Aço	77	10	0,2

### 3.4.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A Ponte de S. Lourenço tem características geométricas típicas de uma ponte “bowstring” mista, sendo o tabuleiro de betão armado e os arcos de aço. Nesta secção, pretende-se descrever pormenorizadamente as características geométricas adoptadas na modelação.

### 3.4.4. TABULEIRO

O tabuleiro é todo ele em betão armado e pré-esforçado, bem como o passadiço que funciona em consola. Esta componente da ponte foi discretizada com elementos de volume de oito nós *SOLID45* com 0,3 m de dimensão. Na Figura 3.19 a) encontra-se representado um esquema cotado de um corte transversal, enquanto que a Figura 3.19 b) apresenta-se o mesmo corte no modelo gerado pelo programa ANSYS.

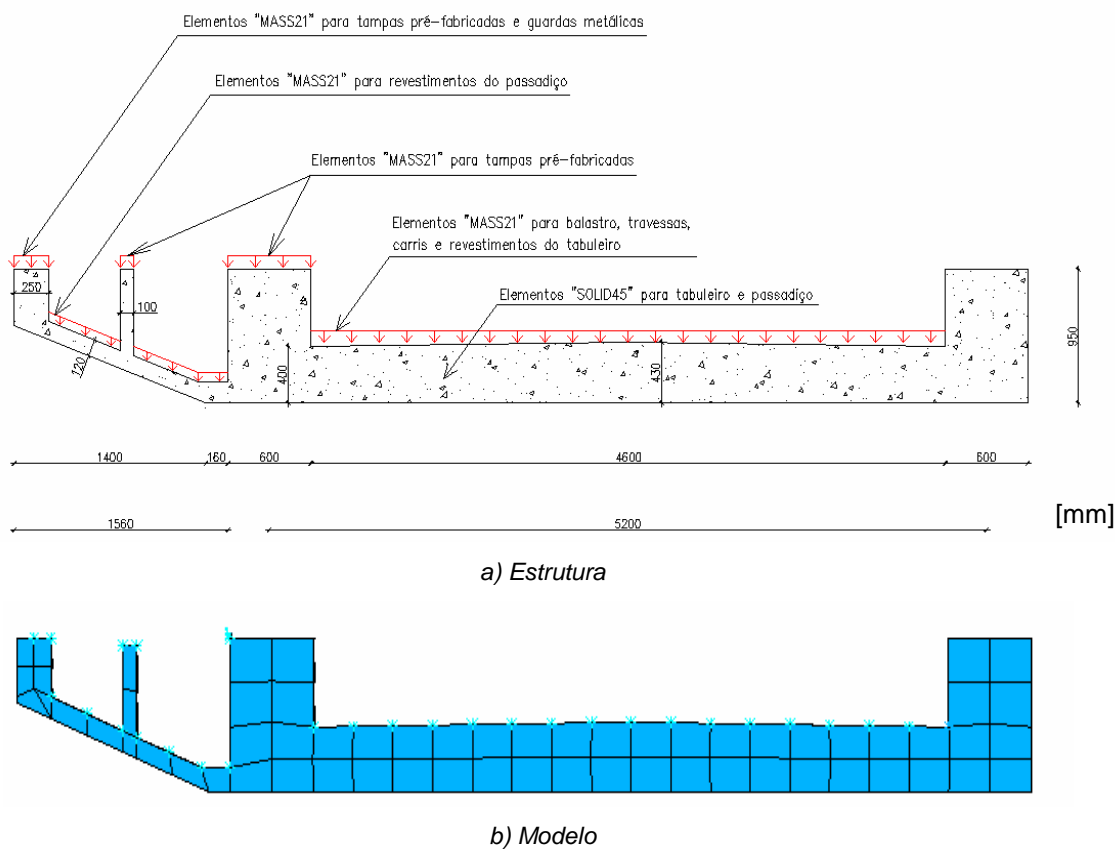
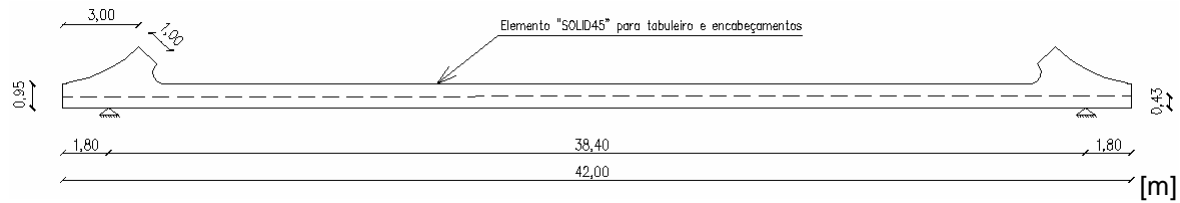


Figura 3.19: Corte transversal do tabuleiro



Longitudinalmente, o tabuleiro tem 42 m de comprimento e encabeçamentos de betão em cada extremidade. A Figura 3.20 a) mostra um esquema cotado do alçado do tabuleiro. Da mesma forma se apresenta na Figura 3.20 b), um alçado do modelo gerado pelo programa de cálculo ANSYS.



a) Estrutura



b) Modelo

Figura 3.20: Alçado do tabuleiro

#### 3.4.4.1. Arcos

Os arcos são de aço e dividem-se em várias partes, todas elas com secções e geometria diferentes. O tipo de elemento utilizado foi um elemento de viga tridimensional elástica denominado pelo programa de cálculo ANSYS por *BEAM44*. Foram ainda utilizados elementos de biela, *LINK8*, para simular as ligações rígidas entre o arco e o tabuleiro. A Figura 3.21 mostra um esquema cotado do alçado do arco.

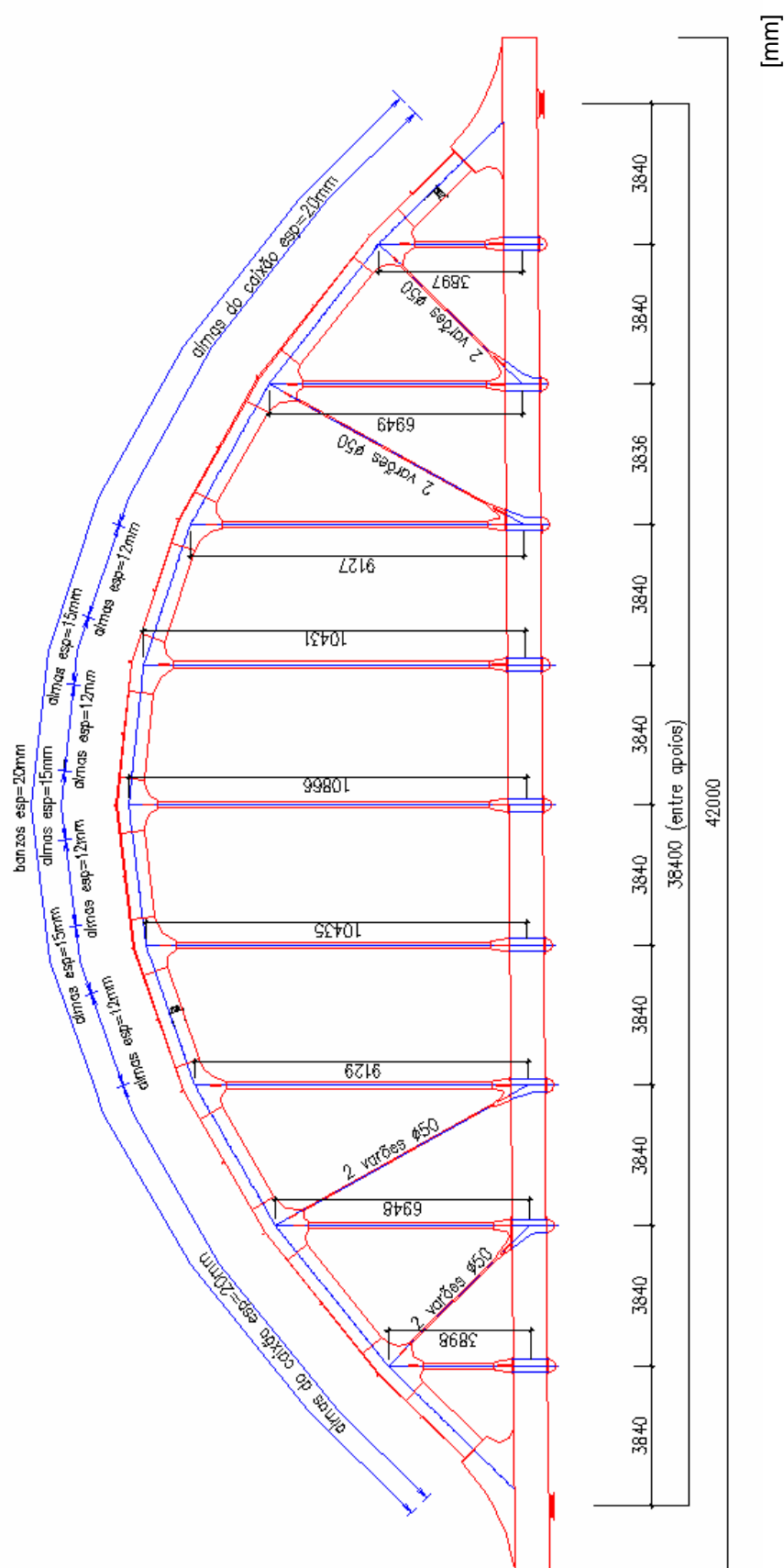


Figura 3.21: Alçado do tabuleiro cotado

Na Figura 3.22 apresenta-se o alçado do modelo gerado pelo programa ANSYS.

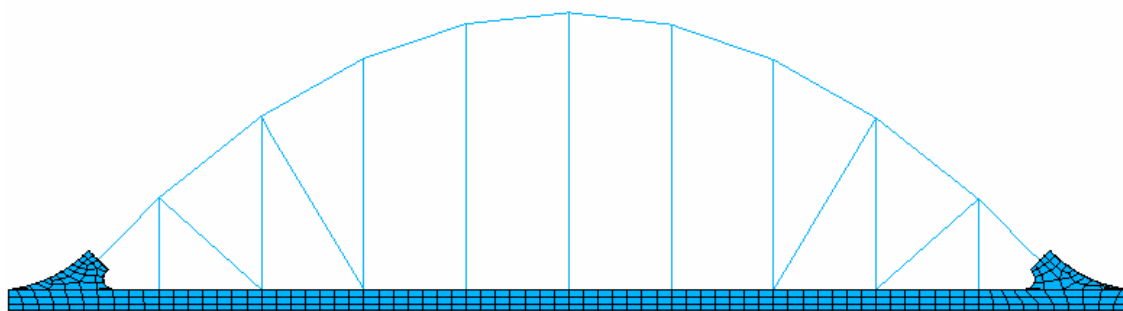


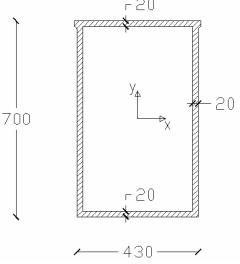
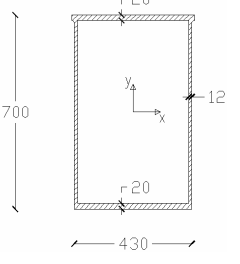
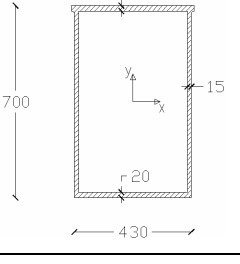

Figura 3.22: Alçado do modelo

Depois da geometria global estar definida houve a necessidade de atribuir secções aos diferentes elementos dos arcos. Assim, apresentam-se no Quadro 3.5 as características geométricas de cada uma das secções.

Quadro 3.5: Características geométricas do arco

Componente do Arco	Esquema	Elemento utilizado	Características Geométricas
Pendurais		BEAM44	<p>• <math>\phi 168,3 \quad e = 10 \text{ mm} :</math></p> <p><math>A = 49,64 \text{ cm}^2</math></p> <p><math>I_x = 1560 \text{ cm}^4</math></p> <p><math>I_y = 1560 \text{ cm}^4</math></p>
Diagonais		BEAM44	<p>• <math>2 \times \phi 50 :</math></p> <p><math>A = 39,27 \text{ cm}^2</math></p> <p><math>I_x = 0,4 \text{ cm}^4</math></p> <p><math>I_y = 1414 \text{ cm}^4</math></p>

Quadro 3.5 (continuação): Características geométricas dos diversos componentes do arco

Caixão com alma esp=20 mm		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>e_{alma} = 20 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>A = 0,0436 \text{ m}^2</math></li> <li>• <math>I_x = 29,472 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> <li>• <math>I_y = 13,754 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> </ul>
Caixão com alma esp=12 mm		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>e_{alma} = 12 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>A = 0,0330 \text{ m}^2</math></li> <li>• <math>I_x = 25,639 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> <li>• <math>I_y = 9,571 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> </ul>
Caixão com alma esp=15 mm		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>e_{alma} = 15 \text{ mm}</math> :</li> <li>• <math>A = 0,0370 \text{ m}^2</math></li> <li>• <math>I_x = 27,076 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> <li>• <math>I_y = 11,779 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math></li> </ul>
Ligação pendural-tabuleiro		LINK8	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligação rígida;</li> <li>• Esta ligação penetra ainda no interior do tabuleiro para assegurar a continuidade de rotações com os elementos de volume.</li> </ul>

#### 3.4.4.2. Contraventamentos

Existem dois tipos de contraventamentos transversais aos arcos, os perpendiculares ao arco e os diagonais. A Figura 3.23 mostra um esquema da posição dos contraventamentos.

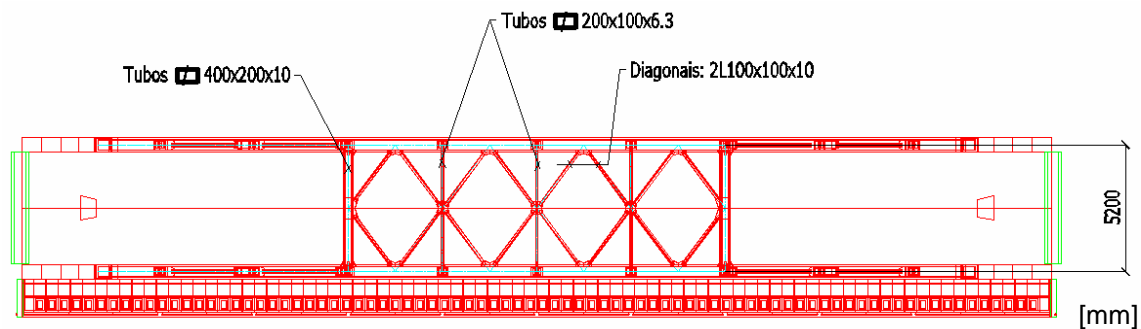
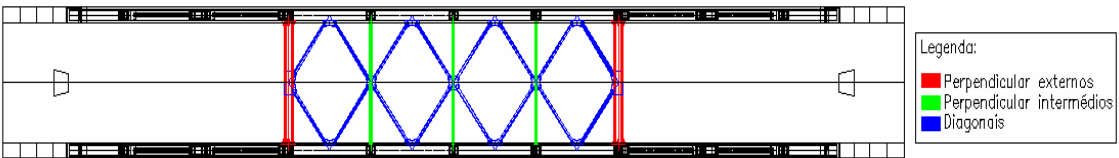
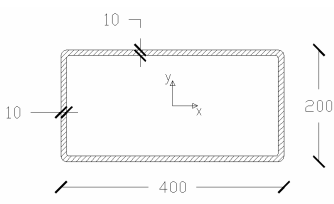
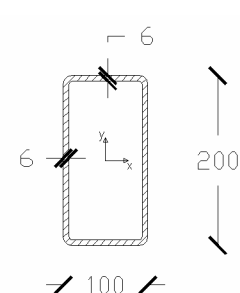
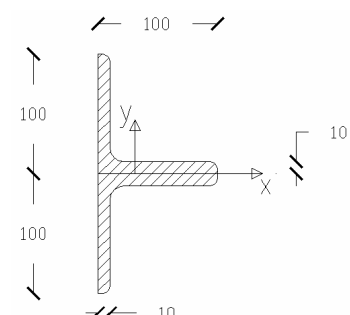


Figura 3.23: Contraventamentos perpendiculares aos arcos

Estes contraventamentos foram também materializados com elementos iguais aos usados no arco, ou seja *BEAM44*. O Quadro 3.6 resume as características geométricas destes componentes da estrutura.

Quadro 3.6: Características geométricas dos contraventamentos

			
Componente do Arco	Esquema	Elemento utilizado	Características Geométricas
Perpendiculares externos		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• tubo 400×200 <math>e = 10\text{ mm}</math></li> <li><math>A = 0,0116\text{ m}^2</math></li> <li><math>I_x = 0,820 \times 10^{-4}\text{ m}^4</math></li> <li><math>I_y = 2,436 \times 10^{-4}\text{ m}^4</math></li> </ul>
Perpendiculares intermédios		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• tubo 200×100 <math>e = 10\text{ mm}</math></li> <li><math>A = 0,0035\text{ m}^2</math></li> <li><math>I_x = 0,179 \times 10^{-4}\text{ m}^4</math></li> <li><math>I_y = 0,060 \times 10^{-4}\text{ m}^4</math></li> </ul>
Diagonais		BEAM44	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2×L100×100×10</li> <li><math>A = 38,40\text{ cm}^2</math></li> <li><math>I_x = 659\text{ cm}^4</math></li> <li><math>I_y = 354\text{ cm}^4</math></li> </ul>

### 3.4.5. CALIBRAÇÃO DO MODELO

Estando o modelo desenvolvido, procedeu-se à sua calibração com base nos resultados experimentais. Essa calibração teve em especial atenção os modos de vibração e frequências dos principais modos, isto é, dos modos que mais contribuem para a resposta do sistema.

Os modos de vibração usados para a calibração foram os três primeiros modos verticais e o primeiro de torção. De relembrar que o ensaio experimental não permitiu a caracterização da configuração modal do terceiro modo vertical, pelo que este modo foi calibrado apenas com base na sua frequência.

Assim sendo, foi feita uma calibração do modelo de modo a atingirem-se, com o maior rigor possível, os resultados experimentais existentes.

#### 3.4.5.1. Análise Modal

O primeiro passo para a calibração consistiu na realização de uma análise modal de modo a obterem-se as frequências e modos de vibração numéricos. Foram estabelecidos pressupostos tendo em conta o critério estabelecido pela norma europeia EN1990-AnnexA2 que limita as análises modais aos modos com frequência até 30 Hz. Deu-se especial atenção aos modos verticais e de torção, visto normalmente serem os que têm uma maior influência na resposta dinâmica da estrutura. Assim, o Quadro 3.7 apresenta os valores das frequências naturais de vibração para os três primeiros modos verticais e para o primeiro modo de torção (2º, 12º, 13º e 14º modos globais, correspondentes ao primeiro modo vertical, segundo modo vertical, primeiro modo de torção e terceiro modo vertical respectivamente).

Quadro 3.7: Frequências naturais do modelo numérico

Modo global	Tipo de configuração	Frequência (Hz)
2º	1º Vertical	3,43
12º	2º Vertical	5,86
13º	1º de Torção	6,53
14º	3º Vertical	8,13

Além dos modos de vibração globais utilizados para a calibração do modelo, existem inúmeros modos locais associados à vibração dos elementos em que a relação rigidez/massa é muito baixa como é o caso dos elementos de contraventamento, dos pendurais e das diagonais.

A Figura 3.24 apresenta as configurações dos modos numéricos equivalentes aos identificados no ensaio experimental.

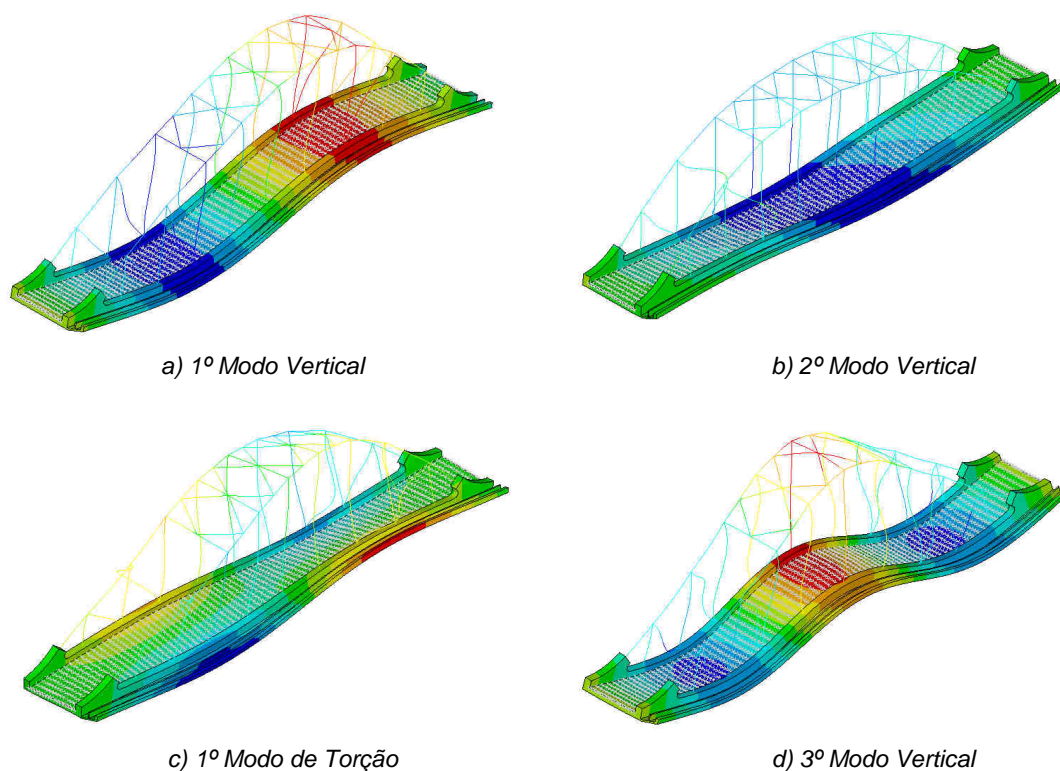


Figura 3.24: Configurações dos quatro modos globais usados para a calibração do modelo

Procedeu-se então à confrontação dos resultados deste modelo com os experimentais, como mostra o Quadro 3.8.

Quadro 3.8: Comparação das frequências experimentais com as numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	3,43	- 23,68
2º Vertical	6,05	5,86	- 3,08
1º Torção	7,13	6,53	-8,47
3º Vertical	9,96	8,13	-18,36

Numa primeira análise é possível concluir-se que os resultados numéricos apresentam erros significativos ao nível das frequências, principalmente no primeiro e terceiro modos verticais de flexão. Os resultados obtidos são assim mais baixos que os experimentais havendo assim necessidade de aperfeiçoar este primeiro modelo. Foi então efectuada uma calibração do modelo tendo em conta diversos factores que serão descritos de seguida

#### 3.4.5.2. Inclusão da via

O primeiro efeito a ser investigado com vista a reduzir os erros obtidos no modelo numérico foi a consideração do efeito composto tabuleiro-via devido à existência da camada de balastro entre o tabuleiro e os carris que possibilita a transmissão de tensões de corte entre os dois elementos [32].

Actualmente, as linhas modernas de alta velocidade têm vindo a adoptar um tipo de carril de barra longa soldada (“*Continuous Welded Rail*”, CWR) que leva a uma redução substancial na necessidade de manutenção da via e um melhoramento do conforto dos passageiros. Quando o carril é colocado continuamente sobre uma ponte, o conjunto tabuleiro-via tem de resistir às diversas forças longitudinais, entre elas os esforços de frenagem dos comboios, aos esforços provenientes de mudanças de temperatura e fluência. Estas forças provocam esforços tanto ao nível do carril como ao nível do tabuleiro e respectivos elementos de suporte.

Assim, o conjunto de esforços resultantes do efeito de resposta conjunto entre o tabuleiro e a via deve ser tido em conta tanto ao nível da modelação como ao nível do controlo de tensões no carril e de deformações no tabuleiro [33].

Procedeu-se então à modelação tridimensional da via no modelo da ponte de S. Lourenço. Sendo o modelo tridimensional, optou-se por modelar o próprio balastro com elementos de volume (*SOLID45*), tal como o tabuleiro, substituindo os elementos de massa considerados no modelo inicial. Foi considerado um balastro com peso volúmico ( $\gamma_{balastro}$ ) de  $18 \text{ kN/m}^3$ , um módulo de elasticidade ( $E_{balastro}$ ) de  $70 \text{ MPa}$  e um coeficiente de Poisson ( $\nu_{balastro}$ ) de  $0,15$ , valores usuais para este material. Foi considerada uma altura média de balastro de  $0,425 \text{ m}$ , o que levou a uma correcção no seu peso volúmico, de  $18 \text{ kN/m}^3$  para  $23,2 \text{ kN/m}^3$ , pois a secção de balastro modelada tem uma forma simplificada (a forma real pode ser vista na Figura 3.5 onde se faz a descrição a ponte), com uma área menor que a real, o que levou à necessidade de compensar tal aproximação geométrica com o aumento o peso volúmico. A Figura 3.25 apresenta em a) um corte transversal com via e em b) o corte transversal do modelo gerado pelo programa de cálculo ANSYS.

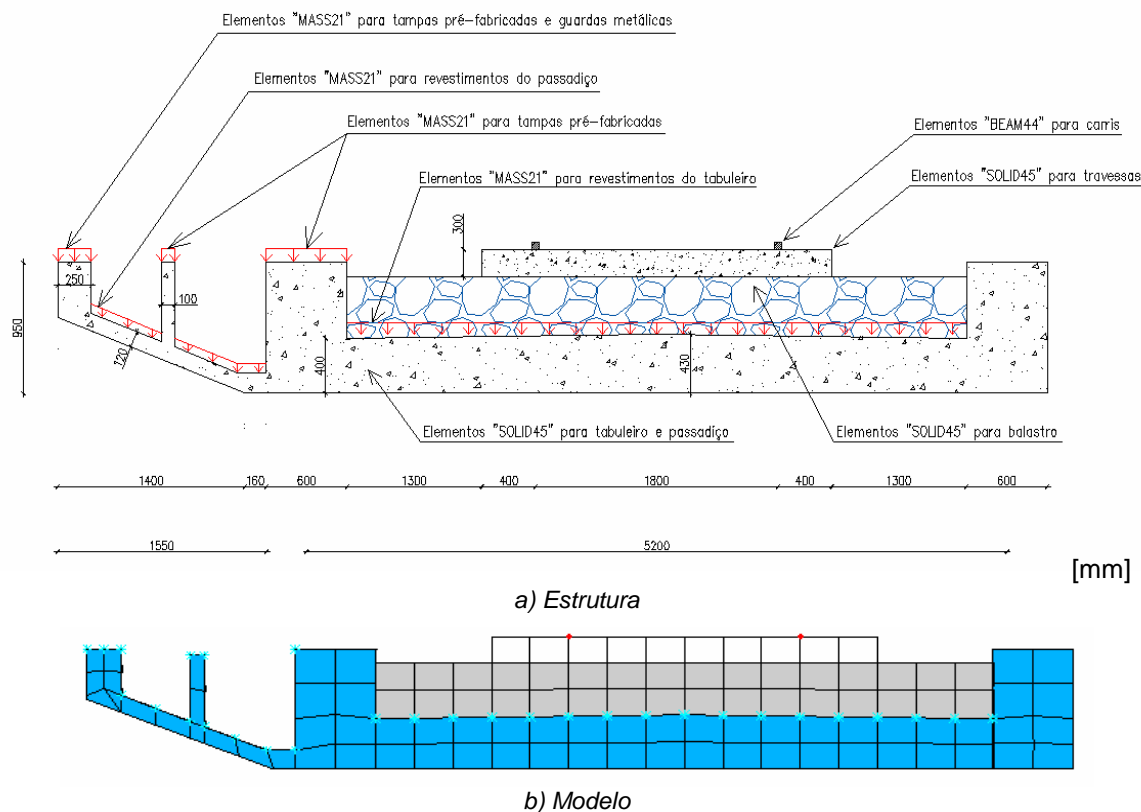


Figura 3.25: Corte transversal com via



Quanto às travessas foram também elas modeladas com elementos de volume *SOLID45* com as características do betão já mencionadas anteriormente. Para as características geométricas foi adoptado um modelo mais simplificado em termos de geometria, procedendo-se depois a uma ligeira correcção no peso volúmico. A Figura 3.26 a) ilustra o tipo de travessas bem como as suas características, enquanto que a Figura 3.26 b) mostra um esquema da modelação simplificada da travessa. O Quadro 3.9 apresenta as características do material da travessa (neste caso betão) tendo em conta a correcção efectuada para compensar a mudança de geometria.

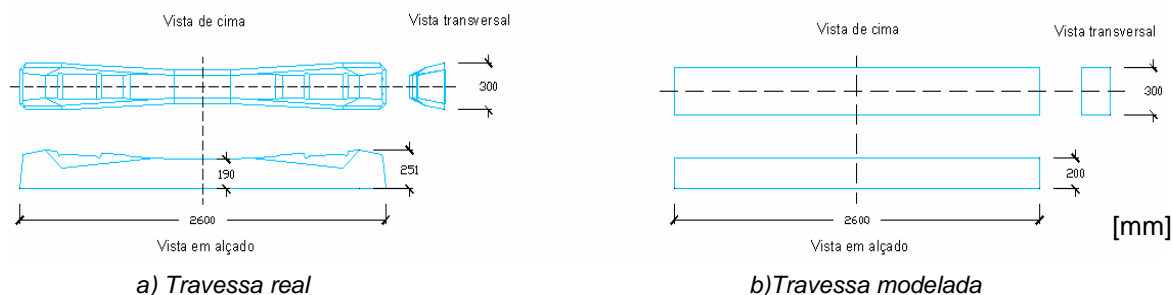


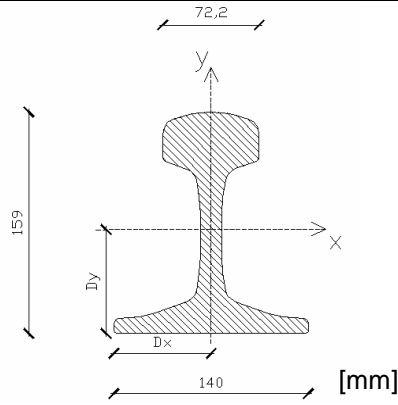
Figura 3.26: Esquema das travessas

Quadro 3.9: Características geométricas das travessas

Geometria	$\gamma_{\text{betão travessa}} \left( \text{kN} / \text{m}^3 \right)$
Real	25,0
Modelo	18,9

Por fim, os carris em perfil UIC54, foram modelados através de elementos de viga elástica tridimensional (*BEAM44*) com as características do aço, também já descritas anteriormente. Importante salientar que foi necessário introduzir uma variável na viga que simula o carril, para que o centro de gravidade desta esteja um pouco acima da posição em que se encontra, visto no modelo a viga encontrar-se apoiada na travessa e o centro de gravidade do carril estar um pouco mais elevado. O Quadro 3.10 apresenta então as características deste perfil.

Quadro 3.10: Características geométricas do perfil UIC54 usado para o carril

Esquema	
Área (cm <sup>2</sup> )	69,3
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	2346
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	418
D <sub>x</sub> (cm)	7,8
D <sub>y</sub> (cm)	8,1

De referir ainda, como se pode ver na Figura 3.25, que os pesos do balastro, travessas e carris foram retirados dos elementos de massa sobre o tabuleiro visto agora estarem modelados separadamente e os seus pesos estarem assim incluídos nos respectivos pesos volúmicos.

Foram ainda modeladas duas extensões da via sobre o terreno de 10 m para cada um dos encontros de modo a simular a via sobre os terrenos adjacentes. Admitiu-se para o terreno um peso volúmico ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ) de 21 kN/m<sup>3</sup>, um módulo de elasticidade ( $E_{\text{terreno}}$ ) de 227,5 MPa e um coeficiente de Poisson ( $\nu_{\text{terreno}}$ ) de 0,30. Fizeram-se vários testes quanto ao comprimento da extensão de via sobre o terreno e concluiu-se que as diferenças eram praticamente nulas para extensões superiores a 10 m. Assim optou-se por este comprimento visto ser a configuração que apresenta melhores resultados com o menor número de elementos possível.

Assim, concluiu-se a modelação tendo em conta a via, obtendo-se o modelo ilustrado na Figura 3.27 a). Na Figura 3.27 b) mostra-se um pormenor do tabuleiro podendo ver-se claramente a camada de balastro, as travessas e o carril modelado separadamente do tabuleiro.

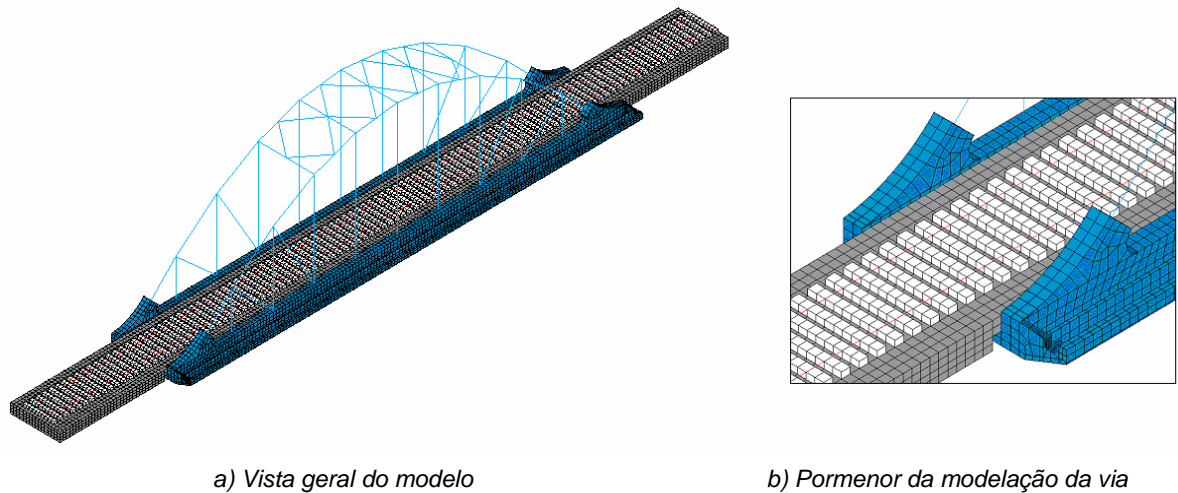


Figura 3.27: Modelo da Ponte S. Lourenço incluindo a via

Procedeu-se então a nova análise modal e voltou a comparar-se os resultados deste modelo com os experimentais, organizando-se o Quadro 3.11.

Quadro 3.11: Comparação das frequências experimentais com as numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	3,95	-12,01
2º Vertical	6,05	6,03	-0,31
1º Torção	7,13	6,74	-5,42
3º Vertical	9,96	8,85	-11,17

Como seria de prever, a implementação da via no modelo melhorou as frequências, mas ainda assim existe um erro que pode ser significativo principalmente no primeiro e terceiro modo vertical. De notar que o erro no segundo modo vertical é muito diferente do erro dos restantes modos o que levou mais tarde a importantes conclusões, que serão discutidas mais à frente.

Houve então a necessidade de se identificarem novos parâmetros que poderiam ser alterados de forma a aproximar o modelo o mais possível da realidade. Assim, o passo seguinte foi avaliar as características mecânicas dos materiais, em especial do betão e do balastro. Os valores adoptados para o módulo de elasticidade tiveram como base valores característicos, o que levou a fazer-se uma análise de sensibilidade deste parâmetro ao nível do betão e balastro tendo em conta variações possíveis e realistas que este pode ter. Esta análise será discutida com pormenor na secção seguinte.

### 3.4.5.3. Análise paramétrica do módulo de elasticidade do betão e do balastro

Em 1978, Liu e Yau introduziram uma técnica na Engenharia Civil denominada por “*Structural Dynamic Identification*” que consiste na identificação de parâmetros mecânicos estruturais tendo como base ensaios experimentais [34]. Esta técnica é a primeira fase do processo de actualização do modelo numérico que pode ser resumido no diagrama presente na Figura 3.28:

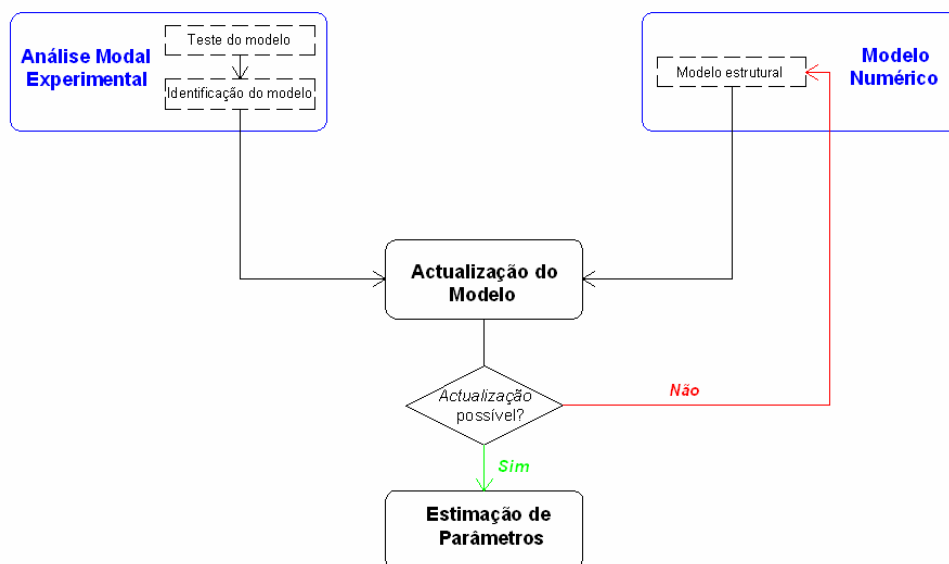


Figura 3.28: Diagrama representativo do processo de actualização do modelo numérico

Tendo em conta este método de actualização de modelos numéricos e após a implementação da via, prosseguiu-se para a segunda fase da calibração do modelo numérico. Decidiu-se fazer uma análise paramétrica com dois parâmetros, o módulo de elasticidade do betão ( $E_{\text{betão}}$ ) e o do balastro ( $E_{\text{balastro}}$ ), visto serem parâmetros cujo valor pode não ser exactamente o que consta nas normas.

Partindo dos valores considerados já referidos anteriormente, variaram-se os valores destes dois parâmetros em  $\pm 15\%$  (com incrementos de  $2,5\%$ ). Estes valores de variação do módulo de elasticidade do betão ( $\Delta E_{\text{betão}}$ ) e do balastro ( $\Delta E_{\text{balastro}}$ ) são considerados razoáveis e possíveis segundos os estudos de Santos [35], em que resultado de vários ensaios em diversas pontes do país, concluiu que estes parâmetros poderiam variar dentro de tal gama devido a factores como a temperatura, a humidade, a idade, entre outros.

De notar que as frequências numéricas obtidas até ao momento são inferiores às experimentais, pelo que o modelo numérico está menos rígido que o experimental. Ainda assim, foram efectuadas todas as combinações possíveis com os novos valores dos parâmetros, inclusive as combinações que levavam a um aumento de flexibilidade, que, apesar de aumentarem o erro entre as frequências numéricas e experimentais, forneceram informação importante sobre a lei de variação das frequências e modos de vibração devido à variação dos parâmetros analisados. O Quadro 3.12 indica os valores adoptados segundo as variações já referidas.

Quadro 3.12: Valores dos módulos de elasticidade do betão e do balastro usados na análise paramétrica

$\Delta E$ (%)	-15	-12,5	-10	-7,5	-5,0	-2,5	0	+2,5	+5,0	+7,5	+10	+12,5	+15
$E_{\text{balastro}}$ (MPa)	59,50	61,25	63,00	64,75	66,50	68,25	70,00	71,75	73,50	75,25	77,00	78,75	80,50
$E_{\text{betão}}$ (GPa)	30,26	31,15	32,04	32,93	33,82	34,71	35,60	36,49	37,38	38,27	39,16	40,05	40,94

Procedeu-se então à determinação de um par de valores ( $E_{\text{betão}}; E_{\text{balastro}}$ ) que minimizasse as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais. A comparação directa das frequências é um bom indicador, no entanto fez-se a comparação entre os resultados obtidos para os diferentes pares de parâmetros não só a nível das frequências mas também a nível dos modos de vibração medidos no ensaio experimental, como descrito na secção 3.3. Para tal, foi usada uma função objectivo ( $f_{\text{obj}}$ ) proposta por Zabel [36] que engloba a contribuição das frequências e dos modos de vibração através dum factor denominado por *MAC* (“*Modal Assurance Criterion*”). A função é a seguinte:

$$f_{\text{obj}} = a \left( \sum_{i=1}^n \frac{|f_i^{\text{exp}} - f_i^{\text{num}}|}{f_i^{\text{exp}}} \right) + b \left( \sum_{i=1}^n |MAC(\phi_i^{\text{exp}}, \phi_i^{\text{num}}) - 1| \right) \rightarrow \text{mínimo} \quad (3.5)$$

onde  $f_i^{\text{exp}}$  e  $f_i^{\text{num}}$  são as frequências experimentais e numéricas, correspondentes ao modo  $i$  (neste caso foram considerados os 4 modos principais já referidos),  $\phi_i^{\text{exp}}$  e  $\phi_i^{\text{num}}$  os vectores dos modos de vibração em cada ponto medido (neste caso foram 13 pontos de cada um dos lados do tabuleiro) experimentalmente e numericamente. Os parâmetros  $a$  e  $b$  são pesos a dar a cada uma das componentes da função de erro, neste caso consideraram-se ambos igual a 1, isto é, deu-se igual peso à contribuição para o erro por parte das frequências e modos de vibração. O factor *MAC* é uma relação entre os modos de vibração numéricos e experimentais e é dado por:

$$MAC = \sum_{i=1}^n \frac{|\{\phi_i^{\text{num}}\}^T \cdot \{\phi_i^{\text{exp}}\}|^2}{|\{\phi_i^{\text{num}}\}^T \cdot \{\phi_i^{\text{num}}\} \times \{\phi_i^{\text{exp}}\}^T \cdot \{\phi_i^{\text{exp}}\}|} \quad (3.6)$$

Assim, foi possível avaliar-se qual o melhor par de valores dos parâmetros medidos, introduzindo-se esses novos valores no modelo.

Posto isto, os resultados desta análise de sensibilidade foram um pouco inconclusivos, visto o melhor par de valores ser aquele em que ambos os parâmetros apresentavam valores máximos, isto é, tanto o módulo de elasticidade do betão como do balastro aumentado de 15 % para 40,94 GPa e 80,5 MPa respectivamente. Isto levou a que não se conseguisse concluir se este era de facto o mínimo global, visto o mínimo da função se encontrar num extremo.

Os valores desta função podem ser vistos numa tabela de dupla entrada (variação do betão,  $\Delta_{\text{bet}}$ , e do balastro,  $\Delta_{\text{bal}}$ ) no Quadro 3.13 em que o valor mínimo do erro se encontra destacado.

Quadro 3.13: Valores da função objectivo ( $f_{obj}$ ) para cada par de valores estudado

$\Delta E_{bet} \backslash \Delta E_{bal}$	-15%	-12,5%	-10%	-7,5%	-5%	-2,5%	0%	+2,5%	+5%	+7,5%	+10%	+12,5%	+15%
-15%	0,5873	0,5841	0,5810	0,5781	0,5752	0,5723	0,5696	0,5668	0,5642	0,5616	0,5591	0,5566	0,5542
-12,5%	0,5459	0,5459	0,5430	0,5402	0,5374	0,5347	0,5321	0,5295	0,5270	0,5246	0,5221	0,5304	0,5175
-10%	0,5139	0,5110	0,5082	0,5056	0,5028	0,5003	0,4977	0,4953	0,4928	0,4905	0,4882	0,4859	0,4837
-7,5%	0,4813	0,4786	0,4759	0,4732	0,4721	0,4682	0,4657	0,4634	0,4610	0,4587	0,4565	0,4547	0,4522
-5%	0,4508	0,4481	0,4454	0,4429	0,4404	0,4379	0,4356	0,4333	0,4310	0,4288	0,4266	0,4244	0,4224
-2,5%	0,4217	0,4191	0,4165	0,4140	0,4116	0,4092	0,4069	0,4046	0,4024	0,4002	0,3981	0,3960	0,3940
0%	0,3940	0,3914	0,3889	0,3864	0,3840	0,3817	0,3794	0,3772	0,3750	0,3729	0,3708	0,3688	0,3668
2,5%	0,3673	0,3648	0,3623	0,3599	0,3575	0,3556	0,3537	0,3520	0,3502	0,3485	0,3469	0,3453	0,3437
5%	0,3469	0,3448	0,3428	0,3409	0,3390	0,3372	0,3354	0,3337	0,3321	0,3304	0,3288	0,3273	0,3257
7,5%	0,3294	0,3275	0,3256	0,3237	0,3219	0,3202	0,3185	0,3168	0,3152	0,3137	0,3121	0,2999	0,3092
10%	0,3134	0,3115	0,3097	0,3080	0,3063	0,3046	0,3030	0,3014	0,2999	0,2984	0,2970	0,2956	0,2943
12,5%	0,2990	0,2973	0,2956	0,2939	0,2923	0,2908	0,2893	0,2879	0,2865	0,2835	0,2839	0,2826	0,2814
15%	0,2867	0,2851	0,2835	0,2821	0,2806	0,2792	0,2780	0,2767	0,2754	0,2743	0,2731	0,2720	<b>0,2710</b>

Apesar desta análise não ter permitido a calibração definitiva do modelo, permitiu retirar importantes conclusões que serão enumeradas de seguida:

- i) A contribuição dos modos de vibração para o erro total (segunda parcela da função de erro, envolvendo o factor MAC) era muito reduzida face à contribuição das frequências. Isto deve-se ao facto de os modos numéricos, apesar de terem valores diferentes, terem uma configuração geométrica praticamente igual à obtida experimentalmente. Assim, depois de normalizados os modos, os resultados ficam praticamente coincidentes dando origem a um erro muito pequeno, isto é, os modos dependem apenas da geometria e não dos valores absolutos obtidos. Passou então a adoptar-se uma função objectivo mais simples para as análises, apenas com a parcela relativa às frequências.
- ii) A variação do módulo de elasticidade do balastro não trouxe diferenças significativas a nível das frequências, enquanto que a variação do módulo de elasticidade do betão levou a diferenças de resultados de frequências significativas.

Fez-se então variar o  $E_{balastro}$  mantendo-se o  $E_{betão}$  constante (optou-se por exemplificar este efeito com o  $E_{betão}$  igual ao original, 35,6 GPa, no entanto esta tendência dá-se para qualquer valor deste parâmetro), como se pode ver nos gráficos a vermelho da Figura 3.29. É nítida a tendência das frequências se manterem praticamente constantes qualquer que seja o valor de  $E_{balastro}$  (declive do gráfico praticamente nulo).

De seguida estudou-se a situação inversa, isto é, mantendo constante o  $E_{balastro}$  (mais uma vez optou-se por usar como referência o valor inicial de 70 MPa) e variando o  $E_{betão}$  no intervalo já referido. Concluiu-se que a influência deste parâmetro é bastante maior no valor das frequências, de todos os modos, que a influência do  $E_{balastro}$ , como se pode ver pelos gráficos a azul da Figura 3.29 onde os declives são substancialmente maiores.

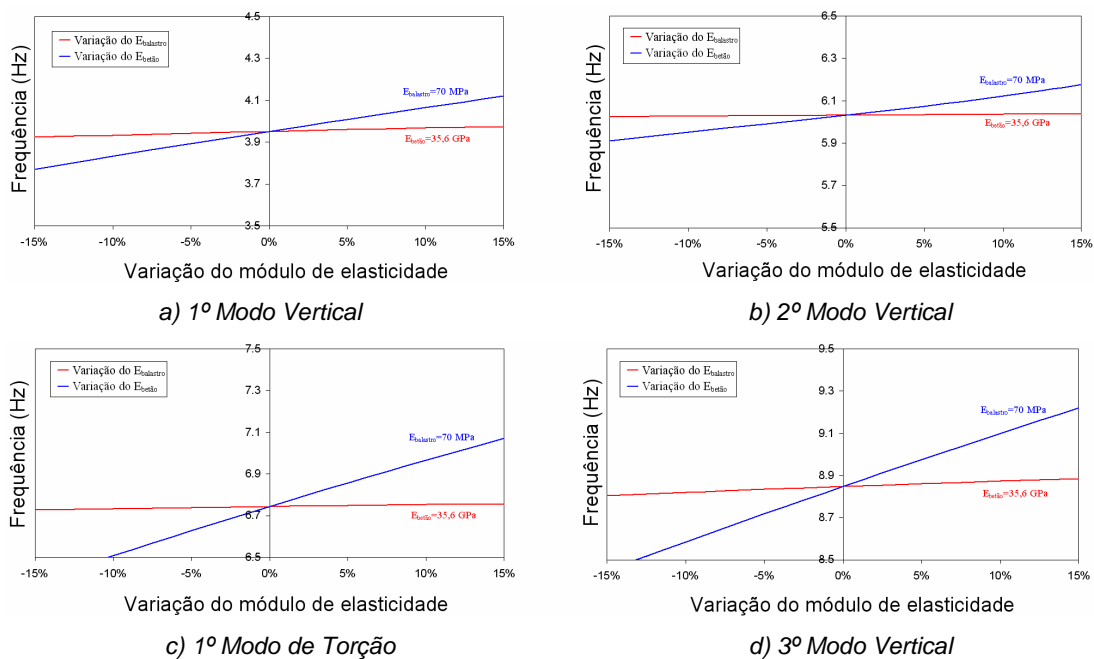


Figura 3.29: Comparação gráfica da influência do  $E_{balastro}$  com o  $E_{betão}$  nas frequências numéricas

Traduzindo numericamente o que foi apresentado nos gráficos anteriores, se compararmos, em ambos os casos referidos, as frequências obtidas usando valores do módulo de elasticidade extremos (diferenças de 15 % com o valor do módulo de elasticidade inicial), obtêm-se o seguinte, apresentado no Quadro 3.14:

Quadro 3.14: Comparação numérica da influência do  $E_{balastro}$  com o  $E_{betão}$  nas frequências numéricas

E <sub>betão</sub> =constante=35,6 GPa				E <sub>balastro</sub> =constante=70 MPa			
ΔE <sub>balastro</sub>	-15%	+15%	Δf (%)	ΔE <sub>betão</sub>	-15%	+15%	Δf (%)
f <sub>1V</sub> (Hz)	3,9229	3,9747	1,30	f <sub>1V</sub> (Hz)	3,7698	4,1191	8,48
f <sub>2V</sub> (Hz)	6,0243	6,0382	0,23	f <sub>2V</sub> (Hz)	5,9112	6,1771	4,30
f <sub>1T</sub> (Hz)	6,7286	6,7571	0,42	f <sub>1T</sub> (Hz)	6,3829	7,0709	9,73
f <sub>3V</sub> (Hz)	8,8046	8,8849	0,90	f <sub>3V</sub> (Hz)	8,4477	9,2205	8,38
a) Influência do E <sub>balastro</sub>				b) Influência do E <sub>betão</sub>			

Tal como já foi visto graficamente, os erros em ambos os casos são muito diferentes, sendo que no primeiro caso, onde se mantém constante o  $E_{bet\tilde{a}o}$ , as diferenças nas frequências são na ordem de 1% enquanto que no segundo caso as diferenças atingem quase os 10 %.

Postas estas conclusões, compararam-se as frequências do ponto ótimo (em que o  $E_{betão}$  e  $E_{balastra}$  foram aumentados 15 %) com as frequências experimentais, tal como se fez nos passos anteriores e elaborou-se o Quadro 3.15:

Quadro 3.15: Comparação das frequências experimentais com as numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	4,14	- 7,72
2º Vertical	6,05	6,19	+ 2,22
1º Torção	7,13	7,08	- 0,65
3º Vertical	9,96	9,26	- 7,06

De referir a diminuição do erro do primeiro e terceiro modo vertical para praticamente metade do obtido no passo anterior quando se incluiu a via no modelo (passagem de, aproximadamente, 12% para 7% em ambos os modos) e o aumento do erro no segundo modo vertical. Este modo tinha erro praticamente nulo passando agora a atingir valores de frequência superiores ao experimental. Tal justifica-se porque este modo, sendo o modo de viga simplesmente apoiada, envolve toda a massa da estrutura numa mesma direcção o que faz com que o aumento global de rigidez leve a um aumento significativo da frequência deste modo. Isto levou a uma última e importante conclusão de que seria necessário um novo parâmetro que corrigisse este modo separadamente, não envolvendo a rigidez total da estrutura como os dois parâmetros utilizados nesta análise. Assim, pensou-se na importância que



poderia ter a modelação mais real dos aparelhos de apoio, visto na realidade eles não serem completamente rígidos, apesar da borracha estar confinada neste tipo de apoios, designados por apoios em panela (a borracha encontra-se confinada dentro de uma panela o que lhe confere um aumento significativo de rigidez). Este aperfeiçoamento no modelo é descrito na próxima subsecção, 3.4.5.4.

#### 3.4.5.4. Modelação dos apoios

A terceira fase do processo de modelação consistiu na implementação de aparelhos de apoio semi-rígidos. Os aparelhos de apoio são geralmente muito rígidos devido ao confinamento do material de apoio, normalmente borracha, e por isso simulados como apoios rígidos que não permitem qualquer movimento na vertical. Ainda assim, optou-se por simular o mecanismo de uma forma mais real possível visto poder influenciar o segundo modo vertical separadamente dos restantes, isto porque é o único modo que mobiliza toda a massa no mesmo sentido e portanto mobiliza a rigidez dos apoios de uma maneira mais significativa.

Os aparelhos de apoio existentes na ponte de S. Lourenço são do tipo “*AlgaPot*” [37] em que existe um confinamento da borracha dentro de uma panela de aço. Além destes elementos, existe ainda um pequeno disco de teflon lubrificado para permitir uma melhor mobilidade entre o apoio e a estrutura. A Figura 3.30 mostra uma imagem deste tipo de aparelhos de apoio.

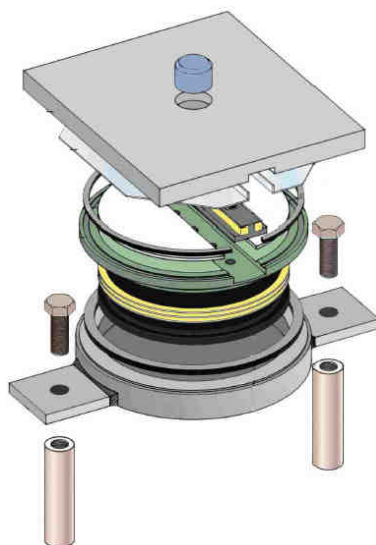


Figura 3.30: Aparelho de apoio do tipo “*AlgaPot*” [38]

Tal como já foi dito na descrição da ponte na secção 3.2, existem dois tipos de aparelho: os móveis do tipo “*AlgaPot PNu*” e os guiados do tipo “*AlgaPot PNm*”. Os primeiros apenas impedem o deslocamento vertical, enquanto que os segundos impedem ainda o deslocamento transversal da ponte. Não esquecer que o deslocamento longitudinal é impedido pelos varões *Dywidag* que não serão alvo desta análise. O Quadro 3.16 apresenta os deslocamentos admissíveis por estes mecanismos:

Quadro 3.16: Deslocamentos admissíveis dos aparelhos de apoio

	Aparelho Guiado $PNm$	Aparelho Móvel $PNu$
Deslocamentos transversais	Impedido	50 mm
Deslocamentos longitudinais	50 mm	50 mm

Os aparelhos de apoio são formados pelos diferentes materiais já descritos. A Figura 3.31 ilustra de uma forma esquemática a constituição de um aparelho de apoio deste tipo, indicando os tipos de material utilizados. A altura ( $H$ ) vale 11,30 cm nos aparelhos guiados e 9,25 cm nos móveis enquanto que a largura ( $B$ ) toma o valor de 49 cm nos guiados e 45 cm nos móveis.

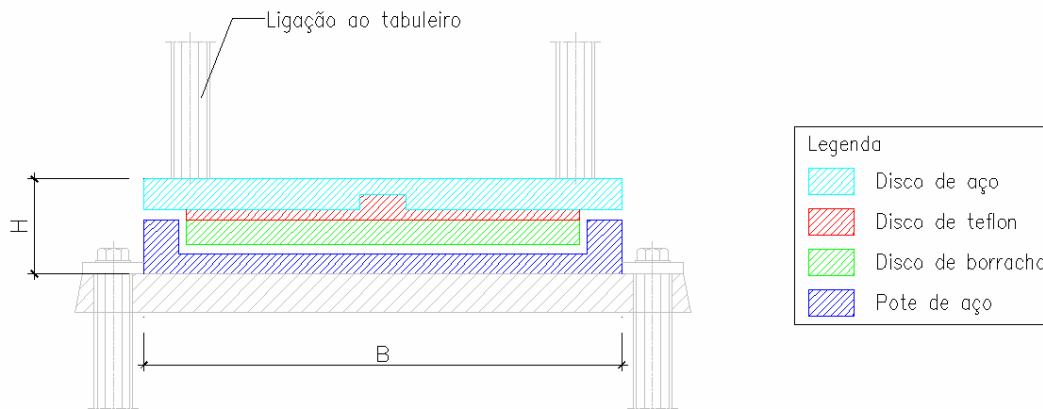
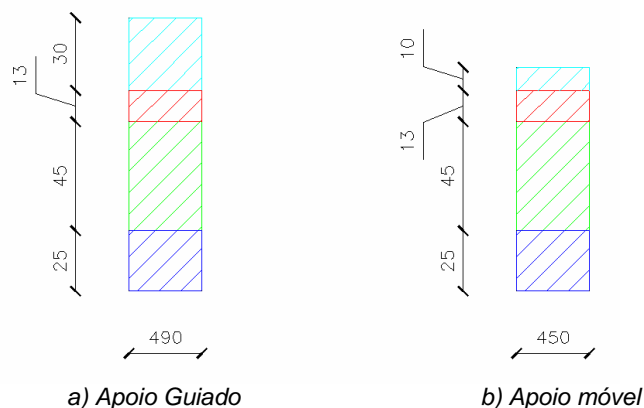


Figura 3.31: Esquema do aparelho de apoio e seus constituintes

Os aparelhos foram então modelados com elementos de biela articulada *LINK8*. Cada apoio contém esta barra dividida em quatro partes, cada uma com as características geométricas e mecânicas das diferentes partes do aparelho de apoio, como visto anteriormente. A Figura 3.32 a) ilustra como é formado o aparelho de apoio guiado, enquanto que a Figura 3.32 b) mostra o aparelho móvel em termos de modelação no programa de cálculo ANSYS.

Figura 3.32: Modelação dos aparelhos de apoio com elementos *LINK8*

As características mecânicas do aço foram as mesmas já utilizadas para o aço de outros elementos da ponte.

Para o teflon, foi considerado um módulo de elasticidade ( $E_{teflon}$ ) de 500 MPa e um coeficiente de Poisson ( $\nu_{teflon}$ ) de 0,46 [39].

Por fim, foi necessário avaliar as características mecânicas da borracha. Este material apresenta uma grande variabilidade de parâmetros, sendo que o módulo de elasticidade ( $E_{borracha}$ ) pode variar entre 10 e 100 MPa [40] e o coeficiente de Poisson ( $\nu_{borracha}$ ) entre 0,48 e 0,50 [41]. Assim, optou-se por um módulo de elasticidade intermédio de 50 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,48. No entanto o valor do módulo de elasticidade é superior ao original visto a borracha estar confinada. Foi por isso necessário calcular o módulo de elasticidade equivalente para uma borracha deste tipo quando confinada.

Este é um problema de estado plano de deformação triaxial onde as deformações nas direcções x e y da borracha estão impedidas o que lhe confere uma rigidez suplementar quando comprimida na direcção z (Figura 3.33).

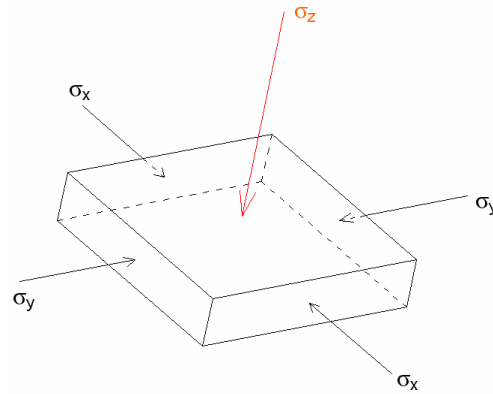


Figura 3.33: Estado plano de deformação

Partindo dos pressupostos deste estado de deformação, as extensões nas três direcções ( $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ ) assumem os seguintes valores:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) = 0 \quad (3.7)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) = 0 \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) \neq 0 \quad (3.9)$$

onde  $E$  e  $\nu$  são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson respectivamente (neste caso da borracha) e  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  são as tensões normais em cada direcção.

Pode-se ainda afirmar que:

$$\sigma_x = \sigma_y \quad (3.10)$$

Tendo em conta estes pressupostos, e desenvolvendo o sistema de equações formado por (3.7) e (3.8) chega-se à expressão que relaciona as tensões segundo  $z$  ( $\sigma_z$ ) com as tensões segundo  $x$  ou  $y$  ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ):

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.11)$$

Substituindo na expressão (3.9) os valores de  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  obtidos em (3.11), obtém-se a seguinte definição para  $\varepsilon_z$ :

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left( 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (3.12)$$

No caso de não existir confinamento, pela lei de Hooke:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (3.13)$$

Conclui-se assim, que o módulo de elasticidade equivalente devido ao confinamento ( $E_{conf}$ ) é dado por:

$$E_{conf} = E \frac{1}{\left( 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right)} \quad (3.14)$$

Considerando o coeficiente de Poisson de 0,48 como foi referido e um módulo de elasticidade da borracha de 50 MPa, o módulo de elasticidade confinado utilizado no momento foi:

$$E_{conf} = 8,78 E_{borracha} = 439 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Alterou-se, então, o modelo obtido até aqui (usando as características do betão e de balastro que levaram a um erro mínimo na análise anterior) tendo em conta os pressupostos referidos. Foi ainda

considerada uma última simplificação que teve a ver com as condições de apoio. Apesar de existirem as restrições anteriormente referidas, consideraram-se restrições em todas as direcções. Isto levou a que os resultados das frequências fossem mais aproximados dos resultados experimentais.

Compraram-se então os resultados numéricos com os experimentais através do Quadro 3.17.

Quadro 3.17: Comparação das frequências experimentais e numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	4,18	-7,00
2º Vertical	6,05	5,78	-4,54
1º Torção	7,13	7,22	+1,32
3º Vertical	9,96	9,27	-6,95

Este parâmetro manteve todos os erros semelhantes à excepção do erro relativo ao segundo modo vertical (passou de + 2,22 % para - 4,54 %). Esta alteração, apesar de aumentar o erro do modo que se pretendia corrigir, baixou significativamente a frequência do segundo modo mantendo os valores das restantes, que era o principal objectivo, isto é, encontrou-se um parâmetro que tem uma grande importância apenas no segundo modo.

Assim, introduziu-se um novo parâmetro que controla o segundo modo, podendo partir-se para uma nova análise de sensibilidade de modo a conseguir melhorar-se as restantes frequências. O parâmetro mais lógico a ser analisado é o módulo de elasticidade da borracha ( $E_{borracha}$ ) visto ter uma variação bastante elevada (entre 10 e 100 MPa). A análise feita nesta secção foi com um  $E_{borracha}$  de 50 MPa. No entanto não existe informação correcta sobre o real valor desta grandeza pelo que se procedeu a uma análise de sensibilidade na próxima secção.

Como já foi referido, este parâmetro controla apenas o segundo modo de vibração. Ora, enquanto que o modo de torção já tem valores de frequência com erros bastante aceitáveis, os primeiro e terceiro modos verticais continuam com frequência 7 % mais baixa que a experimental. Foi então necessário estudar mais parâmetros que pudessem aumentar a rigidez da estrutura de modo a aumentar estes valores. Tais parâmetros, juntamente com o  $E_{borracha}$ , serão discutidos ao pormenor na quarta fase desta calibração em 3.4.5.5.

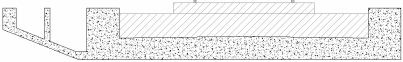

#### 3.4.5.5. Análise paramétrica da massa estrutura, do módulo de elasticidade do betão e da borracha

A quarta fase desta calibração (e última) consistiu numa segunda análise paramétrica, mas desta vez tendo em conta não dois, mas sim três parâmetros: a massa total do tabuleiro, o módulo de elasticidade do betão (já provado que tem uma influência significativa nos resultados) e o módulo de elasticidade da borracha dos aparelhos de apoio.

### a) Parâmetro massa

A norma espanhola IAPF define que a massa do balastro pode tomar três valores: o valor nominal ou original, o valor mínimo correspondente a 70 % do valor nominal e o valor máximo, 30 % superior ao nominal. A mesma norma diz que a massa do betão pode sofrer alterações da ordem dos 5 % do valor original [42]. Pretendeu-se avaliar os efeitos destas variações na massa da estrutura em termos de frequências. Para tal, houve necessidade de converter as variações da massa do balastro e do betão num só parâmetro de modo a simplificar-se a análise de sensibilidade. Tal procedimento teve como base o cálculo do peso das componentes do tabuleiro em betão e do peso do balastro, tendo em conta os pesos volúnicos usados até então (valores nominais). Assim, os pesos do tabuleiro calculados foram os apresentados no Quadro 3.18.

Quadro 3.18: Peso do betão e do balastro do tabuleiro

Esquema da Secção		
Material	Betão	Balastro
Área (m <sup>2</sup> )	3,389	1,955
Desenvolvimento (m)	42	42
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25	23,2
P (kN)	3424	1905

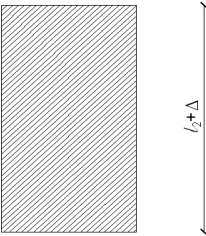
Assim, tendo em conta a variação de peso de 30 % para o balastro e 5 % para o betão, o valor desta variação ( $\Delta P_\gamma$ ) é apresentado no Quadro 3.19:

Quadro 3.19: Variações dos pesos do betão e do balastro do tabuleiro segundo a norma IAPF

Componente do tabuleiro	Peso (kN)	$\Delta P_\gamma$ (kN)
Betão	3424	171,2
Balastro	1905	571,5
Total	5329	742,7

A variação total equivale a aproximadamente 14 % da massa total do tabuleiro, variação essa que ainda foi alterada tendo em conta possíveis desvios geométricos, devido a erros de cofragem ou betonagem, presentes na norma NP ENV 13670-1. O mau posicionamento das cofragens pode levar a que haja erros na betonagem o que proporciona uma alteração na secção inicialmente projectada. Esta norma especifica tolerâncias que podem variar consoante a dimensão da secção. Tais tolerâncias são apresentadas no Quadro 3.20 onde se apresenta um esquema de uma secção genérica.

Quadro 3.20: Tolerâncias geométricas permitidas pela norma NP ENV 13670-1

Esquema	Descrição	Tolerância ( $\Delta$ )
	Se $l_1 < 150$ mm	$\Delta = \pm 10$ mm
	Se $l_1 = 400$ mm	$\Delta = \pm 15$ mm
	Se $l_1 \geq 2500$ mm	$\Delta = \pm 30$ mm

Assim, consideraram-se duas secções possíveis cujas dimensões foram acrescidas ou diminuídas das tolerâncias ( $\Delta$ ). As secções de betão, obtidas tendo em conta estas tolerâncias, encontram-se representadas na Figura 3.34, onde se comparam ainda as novas geometrias com as geometrias originais. Por simplificação, não foram consideradas estas tolerâncias a nível do passadiço (a escala das tolerâncias foi aumentada para se conseguir uma melhor visualização da diferença entre a nova secção e a secção original).

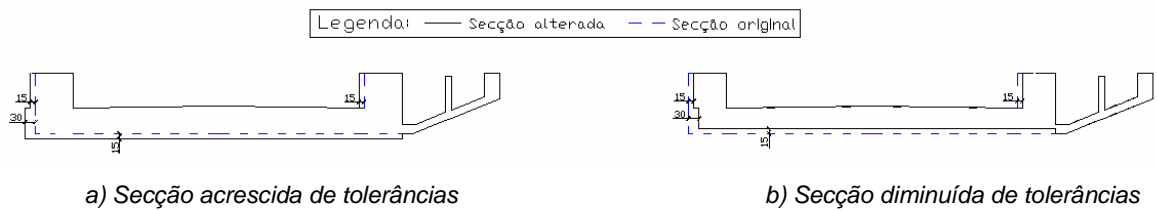


Figura 3.34: Seções do tabuleiro tendo em conta as tolerâncias geométricas

Tendo em consideração estas possíveis secções, calcularam-se as novas áreas e massas do tabuleiro. Esta variação de massa ( $\Delta P_{tol}$ ) foi assim adicionada à variação já referida devido a variações dos pesos volúmicos do betão e do balastro ( $\Delta P_v$ ). O Quadro 3.21 mostra a contabilização final do parâmetro massa, tendo em conta todas as variações possíveis.

Quadro 3.21: Contabilização do parâmetro massa consoante o tipo de variação

	Betão	Balastro	Total
Peso original (kN)	3424	1905	5329
$\Delta P_v$ (kN)	171,2	571,5	742,7
$\Delta P_{tol}$ (kN)	116,0	-	116,0
$\Delta P_{total}$ (kN)	287,2	571,5	858,7
$\Delta P_{total}$ (%) (em relação ao peso original total)	5	11	16

O parâmetro massa teve então uma variação máxima de 16 %, sendo que a análise de sensibilidade foi feita com incrementos de, aproximadamente, 5 %. De referir ainda que o parâmetro de entrada no programa de cálculo ANSYS é o peso volúmico de cada material e não a massa total da estrutura. Assim, sabendo que da variação total (no máximo 16 %), 65 % se deve ao balastro e 45 % se deve ao betão, foi possível calcular-se para cada incremento de massa a respectiva alteração nos pesos volúnicos do betão e do balastro.

#### b) Parâmetro módulo de elasticidade do betão

Já foi apresentado na subsecção 3.4.5.3 a gama de variações do módulo de elasticidade do betão (variação de até 15 % do valor original), no entanto, as alterações geométricas proporcionadas pelas tolerâncias discutidas na secção anterior levam a que haja uma alteração não só na área da secção mas também na sua inércia. Esta alteração leva a que haja um aumento ou diminuição de rigidez na estrutura que seria correctamente traduzida pela alteração da secção do tabuleiro no modelo. No entanto, esta alteração levaria à remodelação geométrica do modelo numérico o que poderia causar algumas perturbações nos resultados. Sendo assim, tal como já se fez na massa, optou-se por não alterar a secção mas compensar tal efeito nos dados de entrada do programa. Enquanto que na massa foram alterados os pesos volúnicos, neste caso optou-se por alterar o módulo de elasticidade do betão de modo a compensar a alteração de inércia da secção.

A rigidez da secção é traduzida pelo produto entre a inércia e o módulo de elasticidade. Assim, sabendo as inércias das novas secções acrescidas ou diminuídas das tolerâncias, calculou-se a rigidez de cada uma delas ( $EI_{tol}$ ). No entanto, optou-se por não variar a inércia da secção original do projecto, compensando assim com o módulo de elasticidade do betão ( $E_{tol}$ ), como mostra a seguinte expressão:

$$EI_{tol} = E_{tol} I \quad (3.16)$$

Assim, Quadro 3.22 resume esta variação no módulo de elasticidade do betão ( $\Delta E$ ).

Quadro 3.22: Variação do módulo de elasticidade do betão devido às tolerâncias geométricas

	Secção original	Secção aumentada	Secção diminuída
$I_{tol} (m^4)$	0,19260	0,20455	0,18115
$EI_{tol} (GN.m^2)$	6,86	7,28	6,45
$E_{tol} (GPa)$	35,6	37,81	33,49
$\Delta E (\%)$	0	+ 6	- 6



Assim, tendo em conta as variações de 15 % já referidas na análise paramétrica anterior e as variações devido a tolerâncias geométricas, optou-se por fazer variar o módulo de elasticidade do betão numa gama de  $\pm 20$  %.

### c) Parâmetro módulo de elasticidade da borracha dos apoios

Este parâmetro apresenta uma grande variabilidade dependendo do tipo de borracha. A bibliografia aponta o módulo de elasticidade da borracha ( $E_{borracha}$ ) com valores entre os 10 e os 100 MPa. Assim, atribuíram-se valores de 10, 30, 50, 70 e 100 MPa para este parâmetro analisando a sua influência nas frequências dos modos de vibração principais. Foi ainda estudado o caso de apoios rígidos, isto é, um  $E_{borracha}$  de valor infinito.

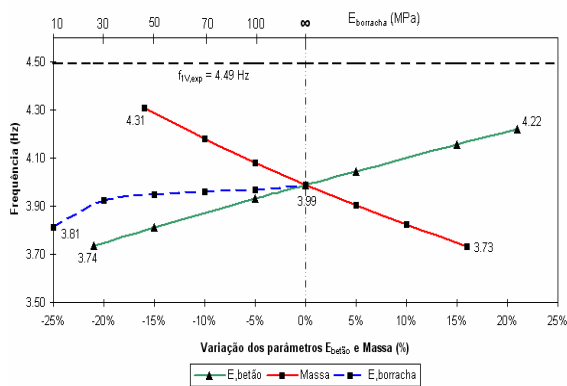
O Quadro 3.23 apresenta um resumo dos intervalos de variação de cada um dos parâmetros utilizados nesta análise.

Quadro 3.23: Intervalos de variação dos três parâmetros analisados

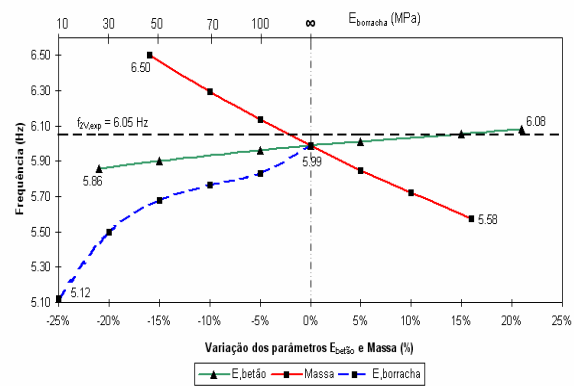
Parâmetro	Variação						
$Massa$ (%)	- 16	- 10	- 5	0	+ 5	+ 10	+ 16
$E_{betão}$ (%)	- 20	- 15	- 5	0	+ 5	+ 15	+ 20
$E_{borracha}$ (MPa)	10	30	50	70	100	$\infty$	-

Estando todos os intervalos de parâmetros devidamente formados, passou-se à avaliação do conjunto que conduziria a um erro menor. A função objectivo utilizada foi a usada na primeira análise paramétrica mas agora sem a parcela referente aos modos de vibração, visto ter-se verificado que não contribuía de uma forma muito significativa para o erro.

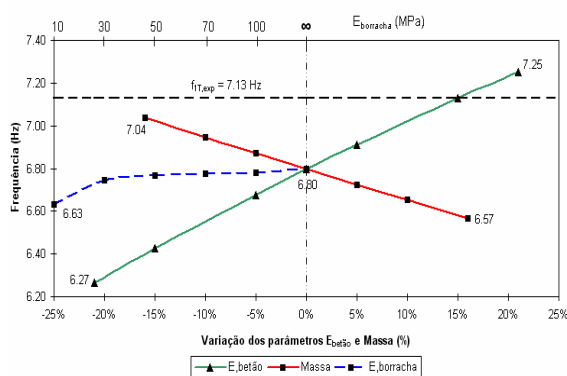
Esta análise paramétrica trouxe algumas conclusões no que diz respeito à sensibilidade das frequências dos quatro modos estudados aos parâmetros analisados, a Figura 3.35 apresenta quatro gráficos, cada um referente a um dos modos de vibração, que exprimem a evolução das frequências consoante a variação dos parâmetros. Foi usado, como referência para as figuras, o cenário em que o  $E_{borracha}$  toma um valor infinito. Assim, optou-se por fazer variar o parâmetro massa mantendo o  $E_{betão}$  igual ao seu valor original (35,6 GPa) para se ter uma noção da sensibilidade das frequências a este parâmetro. Fez-se também a situação inversa mantendo o parâmetro massa constante com o seu valor original para se ter uma ideia de como variam as frequências mas agora consoante o parâmetro  $E_{betão}$ . Fez-se ainda uma avaliação do parâmetro  $E_{borracha}$  mantendo os outros dois constantes. Os resultados obtidos foram os seguintes:



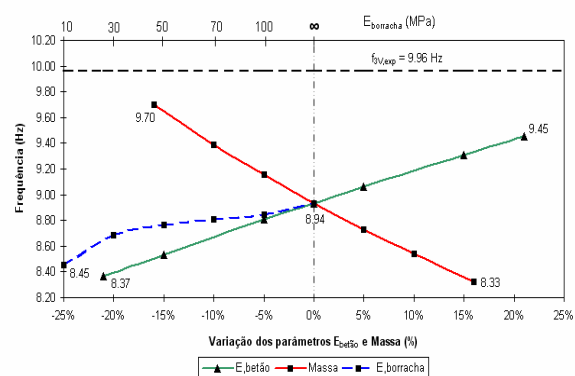
a) Frequência do 1º Modo Vertical



b) Frequência do 2º Modo Vertical



c) Frequência do 1º Modo de Torção



d) Frequência do 3º Modo Vertical

Figura 3.35: Sensibilidade das frequências dos quatro modos aos três parâmetros analisados

Importa referir que a rigidez dos apoios interfere de uma maneira mais significativa ao nível do segundo modo vertical, como já tinha sido concluído na subsecção 3.4.5.4. Uma diminuição do  $E_{borracha}$  leva a uma forte diminuição da frequência deste modo o que confirma a importância deste parâmetro no controlo do segundo modo vertical de uma forma separada do resto dos modos (a inclinação da curva azul é muito superior no segundo modo). Quanto aos outros dois parâmetros, também aconteceu o que se previa. O aumento da massa levou a uma diminuição das frequências de todos os modos de uma forma semelhante, e o aumento do  $E_{betão}$  a um aumento, também global, das frequências, à excepção do segundo modo vertical em que a influência deste parâmetro não é tão notória.

Após os cálculos efectuados para todas as combinações possíveis, concluiu-se que o ponto ideal era aquele que apresentava os seguintes valores para os três parâmetros apresentados no Quadro 3.24:

Quadro 3.24: Ponto óptimo obtido na análise paramétrica

Parâmetro	$Massa$ (%)	$E_{betão}$ (%)	$E_{borracha}$ (MPa)
Ponto óptimo	- 16%	+ 20%	30

Este ponto levou a um erro de apenas 0,0511, bastante menor que o erro obtido na primeira análise paramétrica de 0,2710. A Figura 3.36 apresenta o gráfico tridimensional da função de erro obtida, para o  $E_{borracha}$  de 30 MPa.

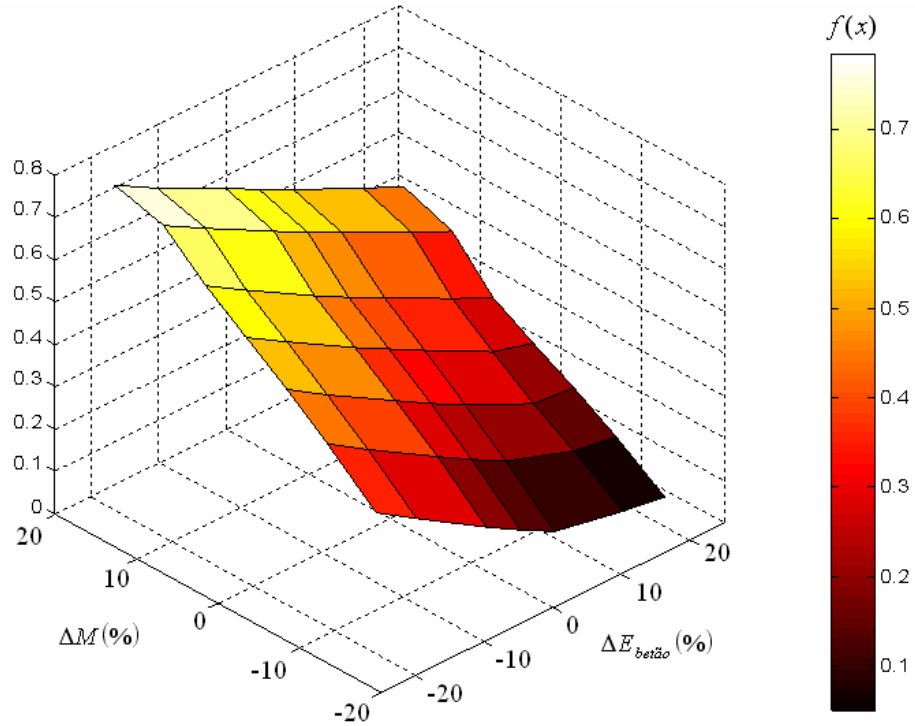


Figura 3.36: Função objectivo ( $f_{obj}$ ) em função da variação massa ( $\Delta M$ ) e do módulo de elasticidade do betão ( $\Delta E_{betão}$ ) para um  $E_{borracha}$  de 30 MPa

Posto isto, compararam-se as frequências obtidas com as experimentais, contabilizando as diferenças entre elas, como foi feito no final de cada análise apresentadas até agora. O Quadro 3.25 mostra essas diferenças:

Quadro 3.25: Comparação das frequências experimentais e numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	4,48	- 0,33
2º Vertical	6,05	6,04	- 0,17
1º Torção	7,13	7,45	+ 4,48
3º Vertical	9,96	9,95	- 0,14

Comparando com os resultados obtidos na secção anterior, os erros, principalmente do primeiro e terceiro modos verticais, desceram significativamente. Também se conseguiu um erro para o segundo modo vertical muito baixo, praticamente nulo. O único modo em que houve um ligeiro

aumento do erro foi o modo de torção. Este modo revelou-se um pouco problemático nesta calibração, visto não acompanhar a tendência dos restantes. Apesar disto, o modo de torção não tem uma contribuição muito significativa na resposta da ponte, pelo que se considerou este modelo calibrado do ponto de vista dinâmico.

As configurações dos quatro modos para o modelo final encontram-se ilustradas na Figura 3.37.

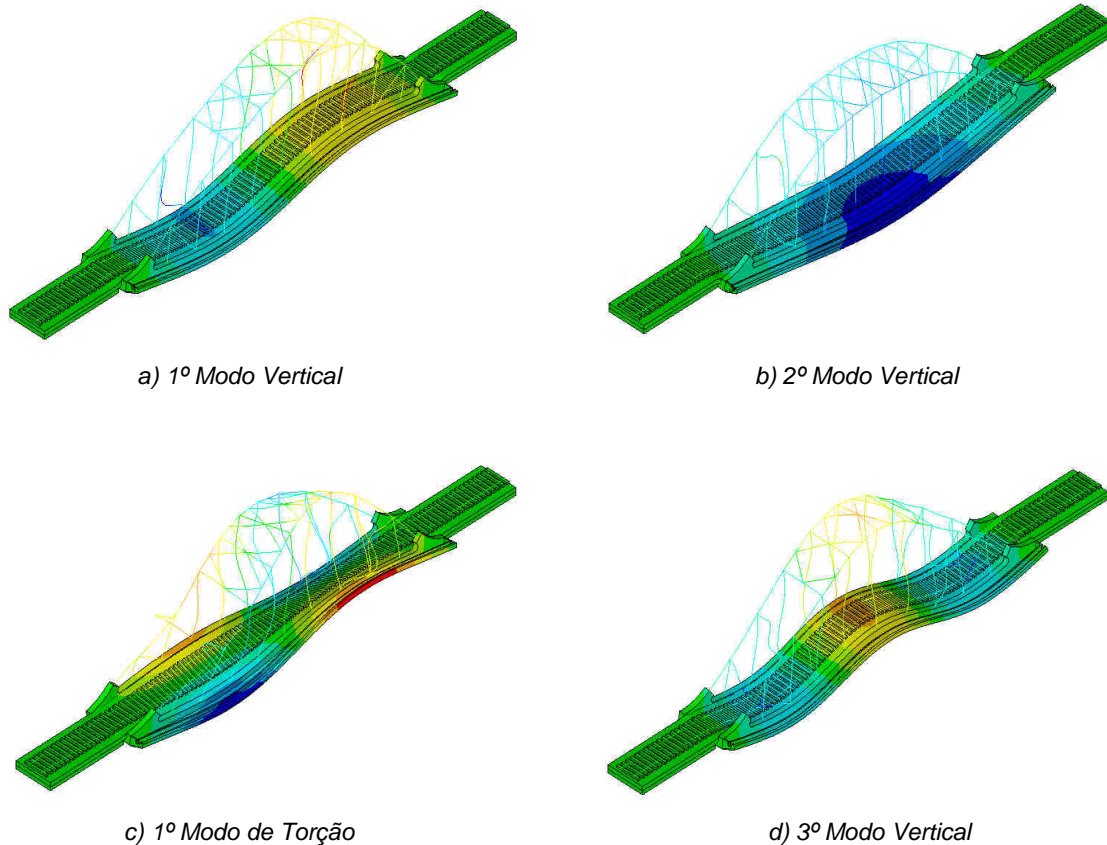


Figura 3.37: Configurações dos quatro modos globais no modelo final

Compararam-se ainda, na Figura 3.38, as configurações finais dos modos obtidos por via numérica e experimentalmente. Mais uma vez se consegue observar uma boa correspondência entre os modos.

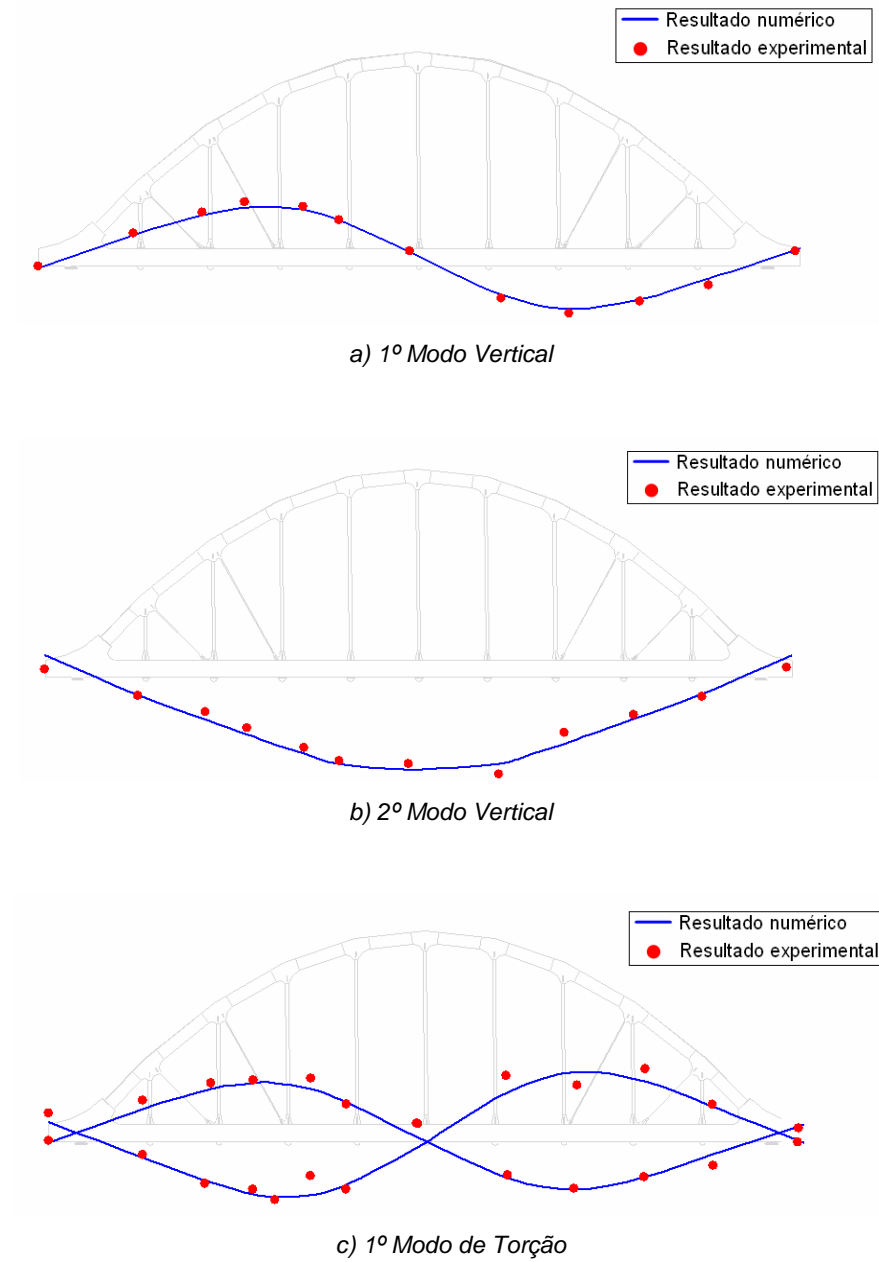


Figura 3.38: Comparação das configurações numéricas e experimentais dos modos globais

O passo seguinte, para concluir a modelação de elementos de volume, foi a validação do modelo quando sujeito à passagem de um comboio. Tal validação será discutida na secção seguinte, 3.4.6.

#### 3.4.6. VALIDAÇÃO DO MODELO

A campanha experimental efectuada envolve, como já foi referido, uma medição da resposta dinâmica da ponte quando sujeita à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 155 km/h. Assim, simulou-se a passagem deste comboio através de um modelo de cargas móveis e compararam-se os resultados com os registos experimentais. O método utilizado foi o da sobreposição modal adoptando-se os coeficientes de amortecimento obtidos experimentalmente.

Conforme visto na secção 3.3 referente a este ensaio experimental, foi possível observar nas estimativas da densidade espectral de potência das acelerações obtidas experimentalmente, picos com frequências superiores a 25 Hz, que possivelmente estarão associados a contributos de irregularidades da via ou das rodas, que provocam excitações dos eixos ou dos bogies dos veículos. Visto o modelo numérico não considerar a interacção dinâmica ponte-comboio, as análises dinâmicas foram limitadas aos contributos dos modos com frequência até 20 Hz.

A Figura 3.39 apresenta uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais relativos à aceleração vertical do tabuleiro, obtidos para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 155 km/h. O registo experimental corresponde a um registo filtrado por intermédio da aplicação de um filtro digital do tipo passa-baixo com frequência de corte igual a 20 Hz.

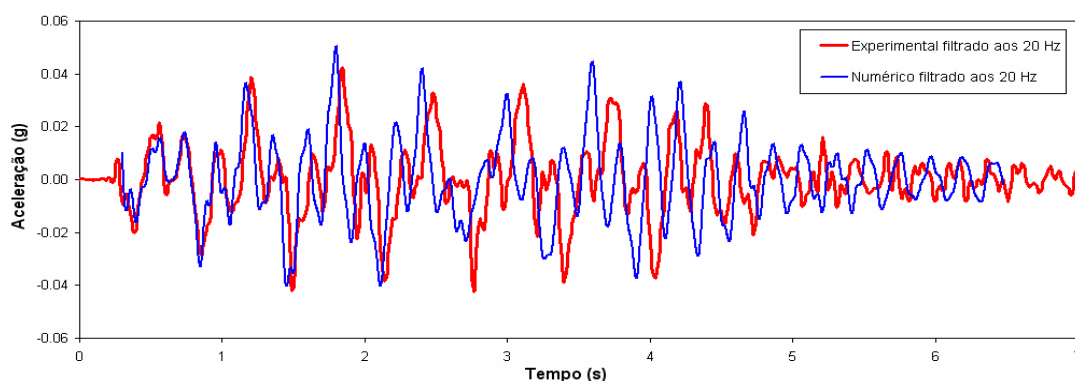


Figura 3.39: Comparação dos resultados numéricos e experimentais relativos à aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do comboio Alfa Pendular

A análise da figura permite constatar que existe um desfasamento entre os dois resultados que vai aumentando à medida que se avança no tempo. Isto deve-se ao facto de não se considerar a interacção ponte-comboio que leva a que a massa do comboio não seja contabilizada na análise dinâmica. A contabilização da massa do comboio é significativa visto que aumentaria a massa global do sistema, o que provocaria uma diminuição das frequências e consequente aumento do período, razão pela qual o resultado experimental se encontra um pouco avançado face ao numérico. Apesar de tudo, pode-se considerar que existe uma boa concordância, pelo que se considerou o modelo validado.

### 3.4.7. CONCLUSÃO

A calibração do modelo de volumes envolveu um trabalho exaustivo até se conseguirem os resultados pretendidos, que acabaram por se mostrar bastante concordantes com o desempenho real da ponte observado durante a campanha experimental. Este tipo de elementos de volume possibilita a modelação praticamente exacta da geometria sendo muito útil para uma calibração como a realizada até este ponto. No entanto, este modelo apresenta algumas limitações, sendo a maior delas o tempo necessário para efectuar análises dinâmicas. O modelo é muito complexo e pesado (aproximadamente

60000 nós) o que leva a que o tempo de cálculo seja muito elevado e o torne inviável para a realização das análises dinâmicas. Assim, após a correcta calibração deste modelo, optou-se por fazer uma simplificação que consistiu na substituição dos elementos de volume por elementos de casca, o que tornou o modelo bastante mais leve, não deixando de apresentar um desempenho semelhante ao anterior. Esta calibração exigiu um tempo muito menor visto os valores referentes às características dos materiais já terem sido calibrados com base no modelo de volumes. A discussão deste modelo será apresentada de seguida na secção 3.5.

### 3.5. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DE CASCA

Com o intuito de reduzir substancialmente o tempo de cálculo das análises dinâmicas, optou-se por simplificar o modelo usando outros tipos de elementos para o tabuleiro, menos pesados no ponto de vista de processamento. Assim, foram substituídos os elementos de volume por elementos de casca. Esta secção tem como objectivo, tal como se fez na secção anterior, descrever pormenorizadamente a modelação da ponte com este novo formato.

#### 3.5.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Usando o programa de cálculo comercial ANSYS, a estrutura foi discretizada por intermédio de vários tipos de elementos que serão descritos de seguida. A Figura 3.40 mostra uma imagem do modelo final obtido.

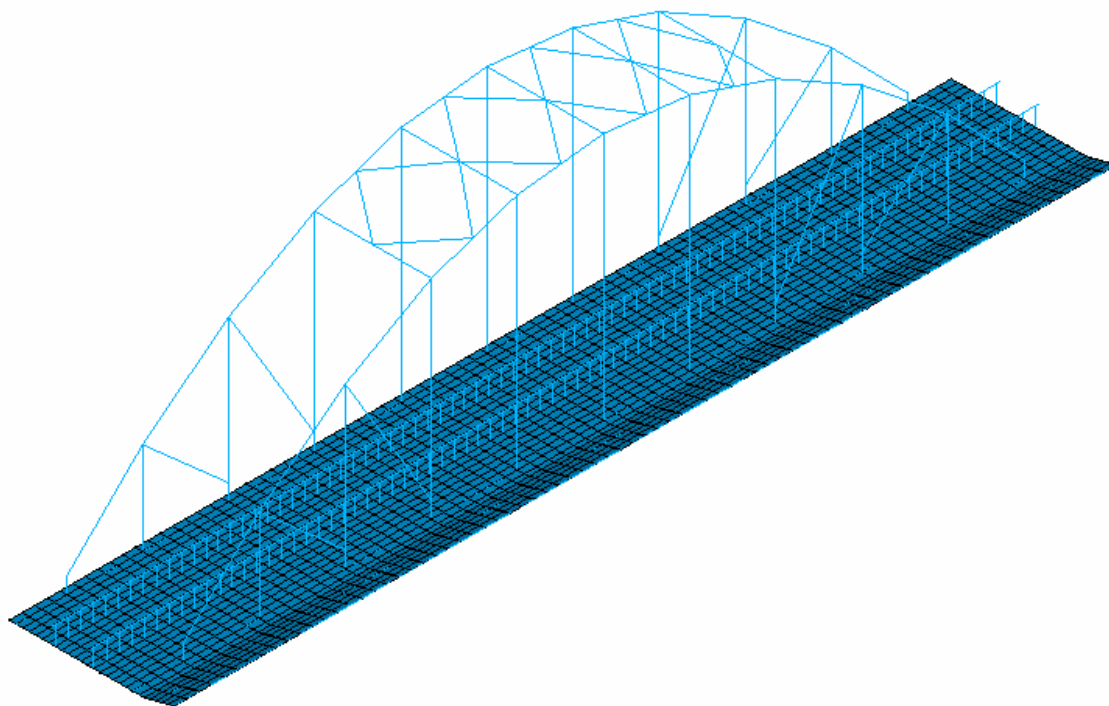


Figura 3.40: Modelo da Ponte de S. Lourenço com tabuleiro discretizado em elementos de casca

O tabuleiro foi modelado com elementos de casca (*SHELL63*) e elementos de viga tridimensional com seis graus de liberdade por nó (*BEAM44*) para a modelação das nervuras do tabuleiro e do passadiço. Os arcos foram modelados da mesma forma que no modelo de volume, através de vigas tridimensionais (*BEAM44*) e de elementos de barra, para assegurar continuidade de rotações entre os arcos e tabuleiros (*LINK8*). Os elementos de massa foram substituídos por cargas adicionais aplicadas nas vigas ou por alterações do peso volúmico dos elementos do tabuleiro e passadiço, como será descrito mais tarde.

Por fim, ainda de referir que a modelação do efeito compósito entre o tabuleiro e o carril foi assegurado por elementos de mola não-linear (*COMBIN39*) de modo a conseguir simular-se a distorção do balastro. No entanto, as análises foram efectuadas dentro do regime linear destas molas.

### 3.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO

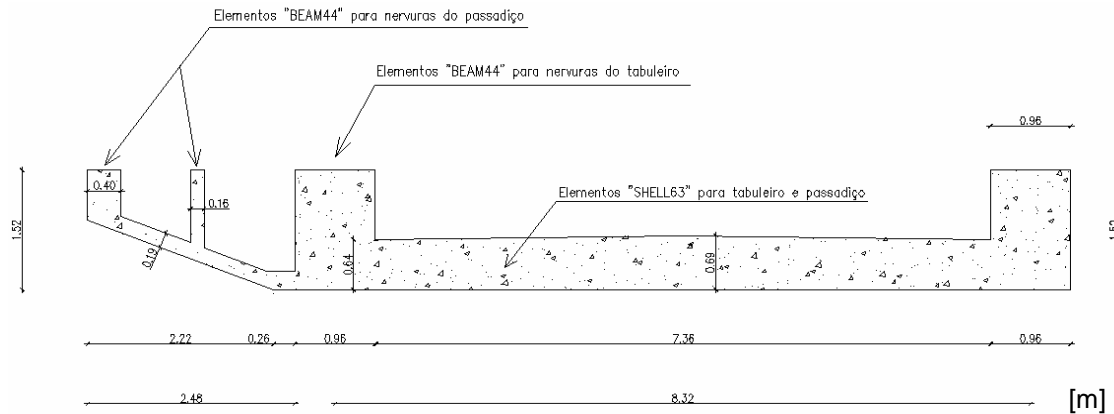
Apesar de já terem sido descrito as características geométricas da ponte devido à modelação com elementos de volume, vale a pena salientar as modificações que se tiveram de efectuar para adaptar o modelo a este novo tipo de elementos de casca. Pretende-se com esta secção descrever tais modificações.

#### 3.5.2.1. Tabuleiro

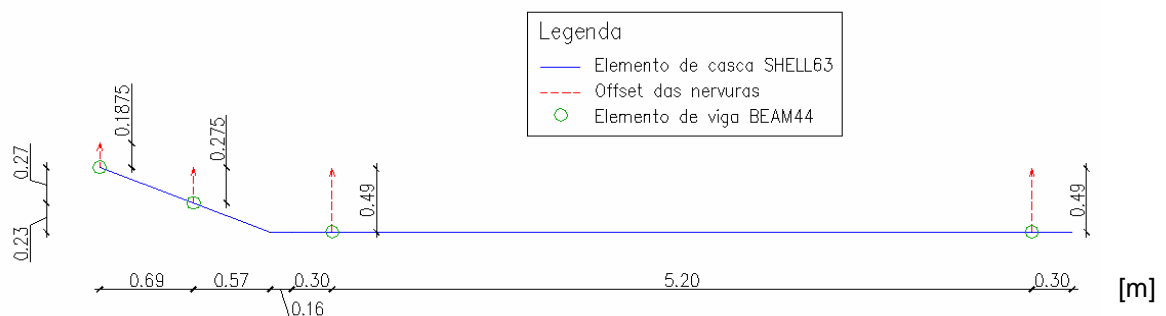
O tabuleiro foi discretizado com elementos de casca, denominados no programa ANSYS por *SHELL63* e seccionada por elementos finitos de 0,6 m longitudinalmente (correspondente à distância entre as travessas) e 0,3 m transversalmente. A casca foi colocada sempre no centro de gravidade de cada componente do tabuleiro tendo 0,43 metros de espessura na zona principal do tabuleiro e 0,12 metros na zona do passadiço. Para a simulação das nervuras de betão foram utilizados elementos de viga *BEAM44* sob os elementos de casca. No entanto, foi necessário fornecer ao programa uma deslocação do centro de gravidade de modo a colocá-lo na posição correcta (“*offset*”).

A Figura 3.41 a) mostra um esquema cotado indicando o tipo de elementos utilizados na modelação do tabuleiro, enquanto que a Figura 3.41 b) apresenta um esquema do elemento modelo em casca e do “*offset*” utilizado para as nervuras.





a) Esquema cotado indicando os tipos de elemento utilizados




b) Esquema cotado da casca e dos offset das nervuras

Figura 3.41: Perfil transversal do tabuleiro modelado

As massas dos diversos elementos não estruturais foram simuladas através de massas adicionais existentes nas vigas. O programa permite colocar, como dado de entrada dos elementos de viga, uma massa por unidade de comprimento. Essas massas são equivalentes à colocação de elementos de massa como os utilizados no modelo de volumes, pelo que facilita esta modelação. Sabendo a quantidade de massa distribuída para cada uma das nervuras, construiu-se o Quadro 3.26 que resume os valores de massas utilizadas nesta modelação.

Quadro 3.26: Massas adicionais aplicadas às nervuras do tabuleiro e passadiço

				
Nervura	Massa em P1 (kg/m)	Massa em P2 (kg/m)	Massa em T1 (kg/m)	Massa em T2 (kg/m)
Elemento				
Guardas metálicas	19,7	-	-	-
Tampas pré-fabricadas	37,74	94,46	58,75	-
Total	57,44	94,46	58,75	0

Quanto aos restantes elementos, à excepção dos carris cuja modelação é apresentada mais à frente, foram introduzidos no peso volúmico da casca do tabuleiro. Assim, a casca foi dividida em três partes distintas, que passam a ser descritas de seguida:

#### a) Zona do tabuleiro

A zona do tabuleiro (entre as nervuras T1 e T2 representadas no Quadro 3.26) conta com a contribuição do betão, do balastro, das travessas e dos revestimentos do tabuleiro. Tendo em conta os pesos volúnicos e geometria de todos estas parcelas, já discutidas durante a modelação com elementos de volume, procedeu-se ao cálculo de um peso específico equivalente que concentrasse no elemento de casca todo o peso real desta zona do tabuleiro. Os cálculos são semelhantes a outros já apresentados pelo que se optou por apresentar apenas o valor final do peso volúmico desta componente do tabuleiro ( $\gamma_{\text{tabuleiro}}$ ):

$$\gamma_{\text{tabuleiro}} = 41,52 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (3.17)$$

#### b) Zona do passadiço interior

A zona do passadiço interior (entre as nervuras T1 e P2 representadas no Quadro 3.26) conta com a contribuição do betão e do revestimento do passadiço nesta zona. Sabendo que a massa dos revestimentos é de 111,11 kg/m<sup>2</sup> e que o betão tem as características já referidas, o peso volúmico equivalente ( $\gamma_{\text{passadiço interior}}$ ):

$$\gamma_{\text{passadiço interior}} = 30,45 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (3.18)$$

#### c) Zona do passadiço exterior

A zona do passadiço exterior (entre as nervuras P1 e P2) conta com a contribuição igual à zona interior mas com uma pequena diferença na massa dos revestimentos do passadiço que vale 78,19 kg/m<sup>2</sup>. Assim, o peso volúmico da zona exterior ( $\gamma_{\text{passadiço exterior}}$ ) é:

$$\gamma_{\text{passadiço exterior}} = 27,75 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (3.19)$$

De referir que estas características referentes aos pesos foram todos calculados com base nos pesos obtidos no final da calibração do modelo de volumes. As restantes características, como por exemplo os módulos de elasticidade, não necessitaram de ser alterados visto não dependerem da geometria.

### 3.5.2.2. Arcos

A modelação dos arcos foi feita da mesma forma que no modelo de volumes apresentado na subsecção 3.4.4.1, pelo que não se vai discutir de novo a sua modelação. Apenas um pormenor que foi

alterado na ligação de continuidade entre o tabuleiro e o arco. As barras que fazem essa continuidade (de rigidez infinita) tiveram de ser estendidas até à posição da casca, ao contrário do modelo de elementos de volume onde o arco assentava directamente nas nervuras. Neste caso, como as nervuras são traduzidas por elementos de viga colocados ao nível da casca (a sua posição real é traduzida pelo comando *offset*), a ligação teve de ser estendida de modo a se conseguir unir as duas componentes estruturais, arco e tabuleiro.

### 3.5.2.3. Contraventamentos

Tal como nos arcos, nada mudou na modelação dos contraventamentos pelo que não se repetirá o procedimento já visto na subsecção 3.4.4.2.

### 3.5.2.4. Via

Visto este ser um modelo mais simplificado, houve necessidade de adoptar uma diferente técnica de modelação da via, visto não se pretender usar elementos de volume para modelar o balastro.

O comportamento longitudinal da interacção via-estrutura foi então modelado através de molas com comportamento não linear (denominado por *COMBIN19* no programa de cálculo comercial ANSYS) caracterizadas por uma lei que relaciona forças e deslocamentos que simulam a distorção do balastro quando sujeito a acções horizontais. Por simplificação, foi implementada uma lei bi-linear, em que existe um primeiro troço elástico até um deslocamento relativo  $u_0$  e um segundo troço correspondente à plastificação da ligação quando se atinge uma força  $k$  (ver Figura 3.42). Esta força corresponde à força necessária para distorcer uma camada de balastro (com um metro de comprimento longitudinalmente e transversalmente, kN/m/m de via)  $u_0$  metros.

Em vias balastradas, o valor de  $u_0$  é de 2 mm enquanto que a força  $k$  pode variar entre 20 kN/m/m, para via a descarregada, e 60 kN/m/m, para a via carregada [43].

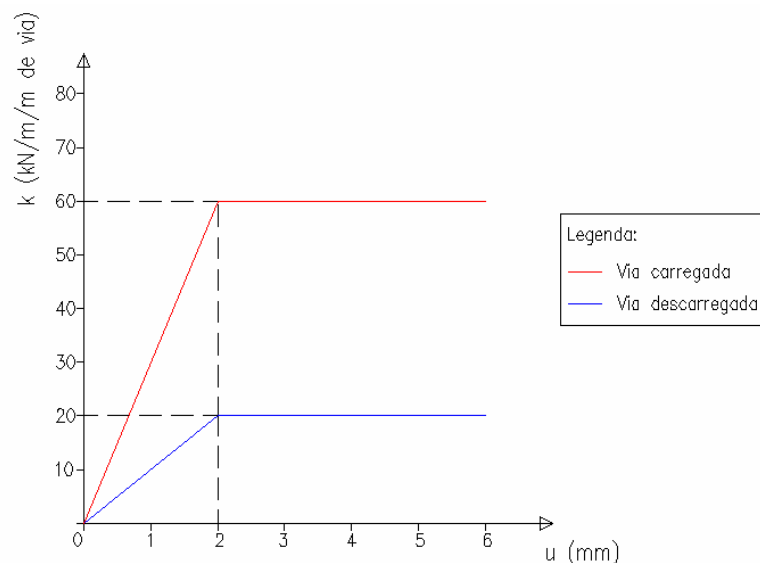


Figura 3.42: Lei força-deslocamento da interacção via-estrutura

Apesar das molas terem um comportamento não-linear, as análises dinâmicas foram efectuadas dentro do regime linear, visto ter-se considerado que a distorção do balastro não sairia da zona linear da lei da mola.

Tendo em conta estes pressupostos, a Figura 3.43 apresenta um modelo simplificado a duas dimensões em que se teve em conta a interacção via-estrutura.

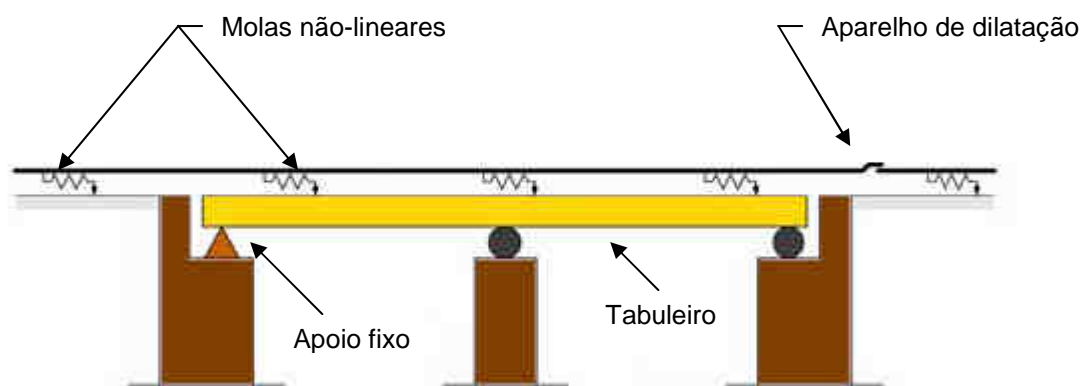


Figura 3.43: Modelo simplificado com interacção via-estrutura

De referir que, sendo este um modelo tridimensional, houve necessidade de alterar os valores propostos pela bibliografia da relação força/deslocamento das molas. Estes valores tinham em conta uma modelação plana com um carril. Neste caso foram modelados os dois carris (rigidez em paralelo) e pretendia-se a força, não por metro de desenvolvimento de via, mas sim por travessa, afastadas de 0,6 metros ( $l_{travessa}$ ). Transversalmente o balastro tinha uma largura ( $l_{balastro}$ ) de 4,6 m. Assim, tendo em conta a rigidez em paralelo dos dois carris, a força adoptada para cada mola não-linear ( $F_{mola}$ ) foi:

$$F_{mola} = \frac{k \cdot l_{travessa} \cdot l_{balastro}}{2} = 27,6 \text{ kN} / \text{m} / \text{mola} \quad (3.20)$$

Foram ainda utilizadas barras rígidas do tipo *LINK8* para simular a altura do balastro. Ao nível da base da travessa foram colocadas as molas e no topo das barras rígidas foi colocado o carril através de uma viga tridimensional do tipo *BEAM44* com as características do perfil UIC54.

### 3.5.3. VALIDAÇÃO DO MODELO

Após a modelação houve a necessidade de validá-lo, como se fez para o modelo com elementos de volume, ao nível das frequências e da resposta à passagem do comboio Alfa Pendular a 155 km/h.

#### 3.5.3.1. Validação com base nas frequências

Começou por se validar o modelo ao nível das frequências, tal como se fez com o modelo de elementos de volume. Confrontaram-se, então, os resultados numéricos com os experimentais, como se mostra no Quadro 3.27.

Quadro 3.27: Comparação das frequências experimentais com as numéricas

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1º Vertical	4,49	4,44	- 1,11
2º Vertical	6,05	6,09	+ 0,73
1º Torção	7,13	7,16	+ 0,41
3º Vertical	9,96	9,80	- 1,58

Conclui-se que os resultados obtidos foram muito precisos visto os erros não se modificarem muito quando comparados com o modelo de volumes. De ter em conta o melhoramento do erro no modo de torção. A Figura 3.44 mostra a configuração dos quatro modos principais. A visualização da figura indica que os modos foram bem caracterizados por este modelo, visto terem uma configuração muito semelhante às do modelo de elementos de volume.

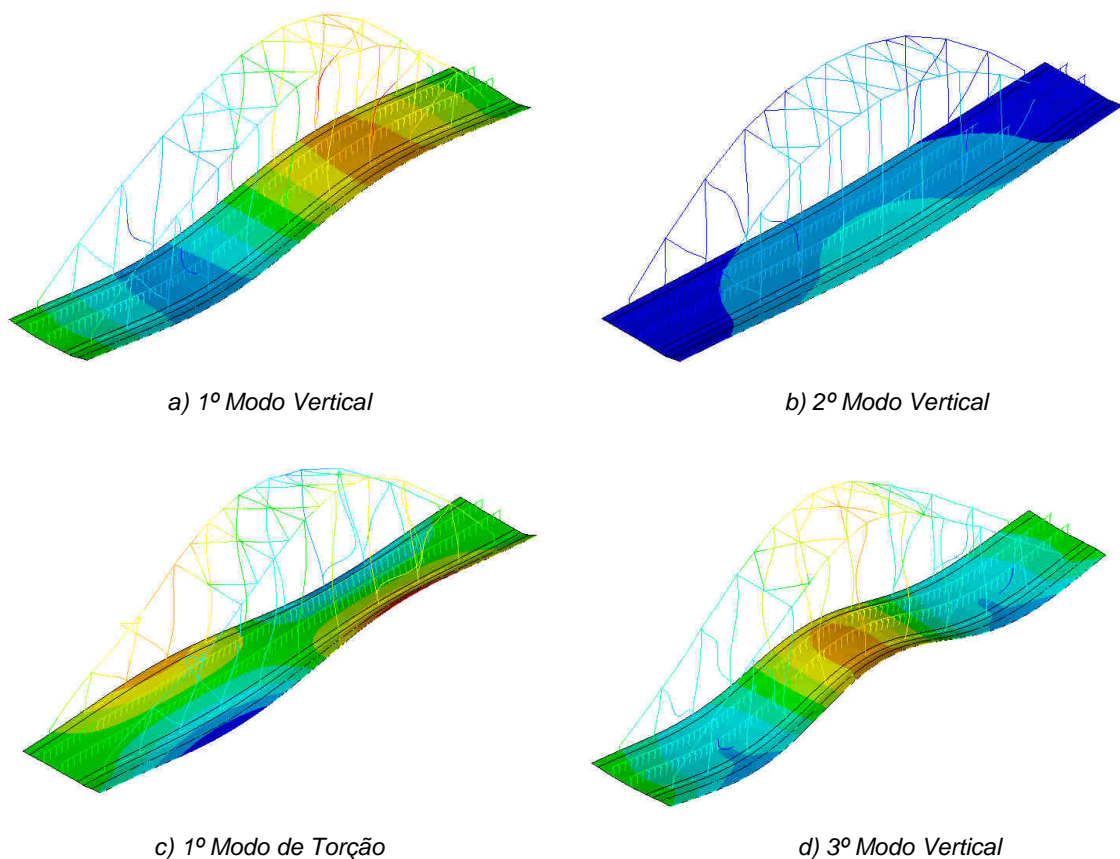


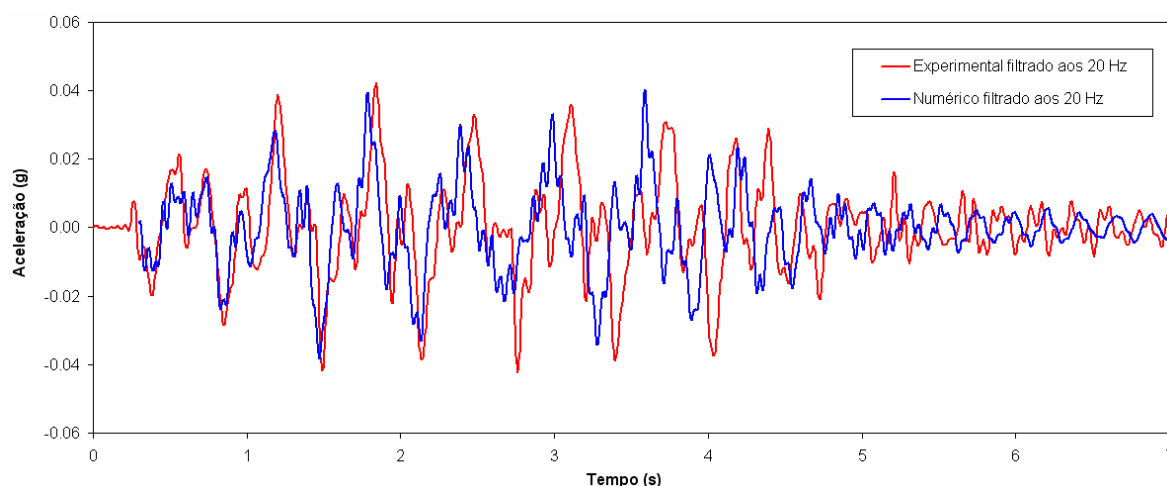
Figura 3.44: Configurações dos quatro modos globais no modelo de elementos de casca

Assim, do ponto de vista de características dinâmicas (frequências e modos) o modelo encontra-se validado.

### 3.5.3.2. Validação com base na resposta dinâmica

Por fim, foi necessário fazer uma segunda validação referente à resposta dinâmica da ponte. Os dados obtidos experimentalmente para a passagem do Alfa Pendular a 155 km/h foram utilizados mais uma vez para confrontar resultados experimentais com numéricos. Mais uma vez procedeu-se a uma filtragem de valores de frequências até 20 Hz.

A Figura 3.45 mostra a comparação entre as acelerações verticais obtidas experimentalmente e numericamente, agora com o modelo de elementos de casca.



*Figura 3.45: Comparação dos resultados numéricos e experimentais relativos à aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do comboio Alfa Pendular*

Tal como no modelo de volumes, à medida que o tempo avança começa a notar-se um maior desfasamento entre os resultados numérico e experimental devido à não consideração da interacção ponte-comboio. No entanto, os picos máximos são em geral apanhados pelo modelo pelo que se considera este modelo de casca simplificado um modelo fiável para a realização de análises dinâmicas.

Compararam-se ainda os resultados para os dois modelos. A Figura 3.46 mostra que os modelos apresentam as respostas dinâmicas semelhantes, o que prova que a utilização deste modelo mais simples e rápido pode substituir o modelo de elementos de volume usado para calibração dos parâmetros.

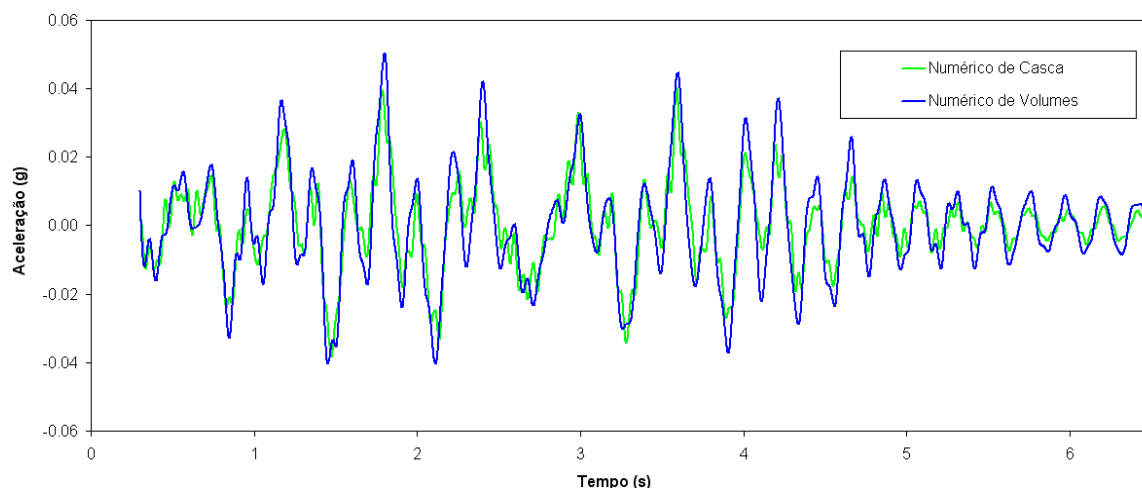


Figura 3.46: Comparação dos resultados numéricos com os modelos de elementos de volume e de casca relativos à aceleração vertical do tabuleiro para a passagem do comboio Alfa Pendular

### 3.6. CONCLUSÃO

O processo de modelação da ponte de S. Lourenço mostrou ser mais complexo do que o que se esperava à partida. Os resultados da modelação inicial com elementos de volume, que à partida parecia adequada, mostraram algumas limitações quando comparado com os resultados experimentais. Isto levou a que se tivesse de fazer uma calibração do modelo que envolveu os seguintes passos:

- i) Análise modal;
- ii) Inclusão da via;
- iii) Análise paramétrica do módulo de elasticidade do betão e do balastro;
- iv) Modelação dos apoios flexíveis;
- v) Análise paramétrica da massa da estrutura, do módulo de elasticidade do betão e da borracha.

Após estes estudos, o modelo foi considerado calibrado do ponto de vista das características dinâmicas (frequências e modos). Seguidamente o modelo foi validado através da simulação da passagem do comboio Alfa Pendular a 155 km/h, comparando-se o resultado obtido com o registo experimental desta mesma. Obteve-se uma boa concordância nos registos, apenas com umas ligeiras diferenças que foram justificadas pelo facto de não se ter usado a interacção ponte-comboio.

Foi ainda desenvolvido um segundo modelo mas com o tabuleiro discretizado com elementos de casca, visto o modelo formado por elementos de volume se ter revelado muito pesado. O modelo obtido cumpriu os pressupostos pretendidos: obedecer a uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos das frequências dos modos de vibração principais e revelar uma boa concordância a nível de resposta dinâmica. Além disso, ainda foi interessante fazer comparações entre os modelos, e aí a concordância foi ainda maior o que provou que a adaptação dos modelos foi feita de uma maneira correcta.

Tudo isto irá possibilitar a realização das análises dinâmicas num tempo muito mais reduzido visto o modelo ser muito mais leve, contendo apenas 3000 nós em comparação com os 60000 do modelo de elementos de volume.



# 4

## ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a análise da resposta dinâmica da ponte de S. Lourenço. O estudo foi realizado através de uma metodologia de cargas móveis usando o método da sobreposição modal.

A análise foi efectuada com recurso ao modelo de elementos de casca, visto ser o modelo mais leve. Foi então avaliada a resposta dinâmica da ponte para a passagem dos sete comboios de alta velocidade (TGV, THALYS, EUROSTAR, TALGO, VIRGIN, ICE2 e ETR-Y), do Alfa Pendular e ainda dos comboios do modelo HSLM-A.

Optou-se por estudar a aceleração e deslocamento vertical em quatro pontos da estrutura: o extremo da consola, quarto de vão, terço de vão e ainda o meio vão. O estudo foi então realizado com o intuito de se obterem registos de acelerações e deslocamentos do tabuleiro ao longo do tempo, para diferentes velocidades de passagem dos comboios. Foram ainda avaliados os valores máximos e mínimos destas grandezas de forma a identificarem-se possíveis picos provocados pela ressonância da estrutura.

### 4.2. PRESSUPOSTOS DA ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica poderia ter sido realizada por um método de integração directa, caso o de Newmark, ou pelo método da sobreposição modal, sendo que neste caso se optou pelo segundo.

Como já foi dito no Capítulo 3, a análise dinâmica deve incluir a contribuição dos modos com frequências até 30 Hz (83 modos neste caso) de forma a cumprir o especificado na norma EN1990-AnnexA2.

O próximo passo foi definir o incremento de tempo ( $\Delta t$ ) a utilizar na análise. A ERRI D214/RP9 define um critério para o cálculo do incremento de tempo a usar nas análises de modo a caracterizar da melhor maneira possível os primeiros modos de vibração, geralmente os que mais contribuem para a resposta.

Esse critério tem como objectivo assegurar que um ciclo relativo ao movimento sinusoidal de maior frequência ( $f_{\max}$ ) seja representado, no mínimo, por oito pontos. Para o caso em estudo, o incremento de tempo proposto por este critério é:

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{\max}} = \frac{1}{8 \times 30} = 0,0042 \text{ s} \quad (4.1)$$

No entanto, Ribeiro [7] define que para o estudo das acelerações, este critério é pouco conservativo, propondo assim uma alteração:

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{\max}} = \frac{1}{20 \times 30} = 0,0017 \text{ s} \quad (4.2)$$

O valor escolhido para o incremento de tempo foi então 0,002 s.

Quanto ao amortecimento, foram usados os valores dos amortecimentos determinados experimentalmente. Assim, o Quadro 4.1 resume os coeficientes de amortecimento ( $\xi$ ) usados durante a análise dinâmica pelo método da sobreposição modal.

Quadro 4.1: Coeficientes de amortecimento determinados através do método do decremento logarítmico

Modo	Coeficiente de amortecimento $\xi$ (%)	
	Zona inicial da vibração livre	Zona intermédia da vibração livre
1º Vertical	1,39	1,11
2º Vertical	0,74	0,69
3º Vertical	2,40	1,79
Restantes	1,00	1,00

A norma europeia EN1991-2 (2003) propõe para este tipo de pontes compósitas, um coeficiente de amortecimento de 0,5 % para efeitos de dimensionamento. Neste caso, visto tratar-se da análise de uma ponte existente e existindo dados experimentais, optou-se por utilizar os valores experimentais, não sendo necessário optar por valores demasiado conservativos de amortecimento.

Interessa ainda realçar a justificação para a realização da análise dinâmica. Há necessidade de tal análise quando o caso em estudo apresenta as seguintes características:

- i) Velocidades de circulação superiores a 200 km/h;
- ii) Quando a estrutura não é simples. Neste caso trata-se de uma estrutura que funciona em arco tendo portanto um comportamento complexo, que não se assemelha a uma viga simplesmente apoiada.

A Figura 1.1 mostra o fluxograma, presente na EN1991-2, que resume de uma forma simples a necessidade ou não da realização da análise dinâmica. Os passos a sombreado são os que conduzem à necessidade de realização das análises para o caso em estudo da ponte de São Lourenço.

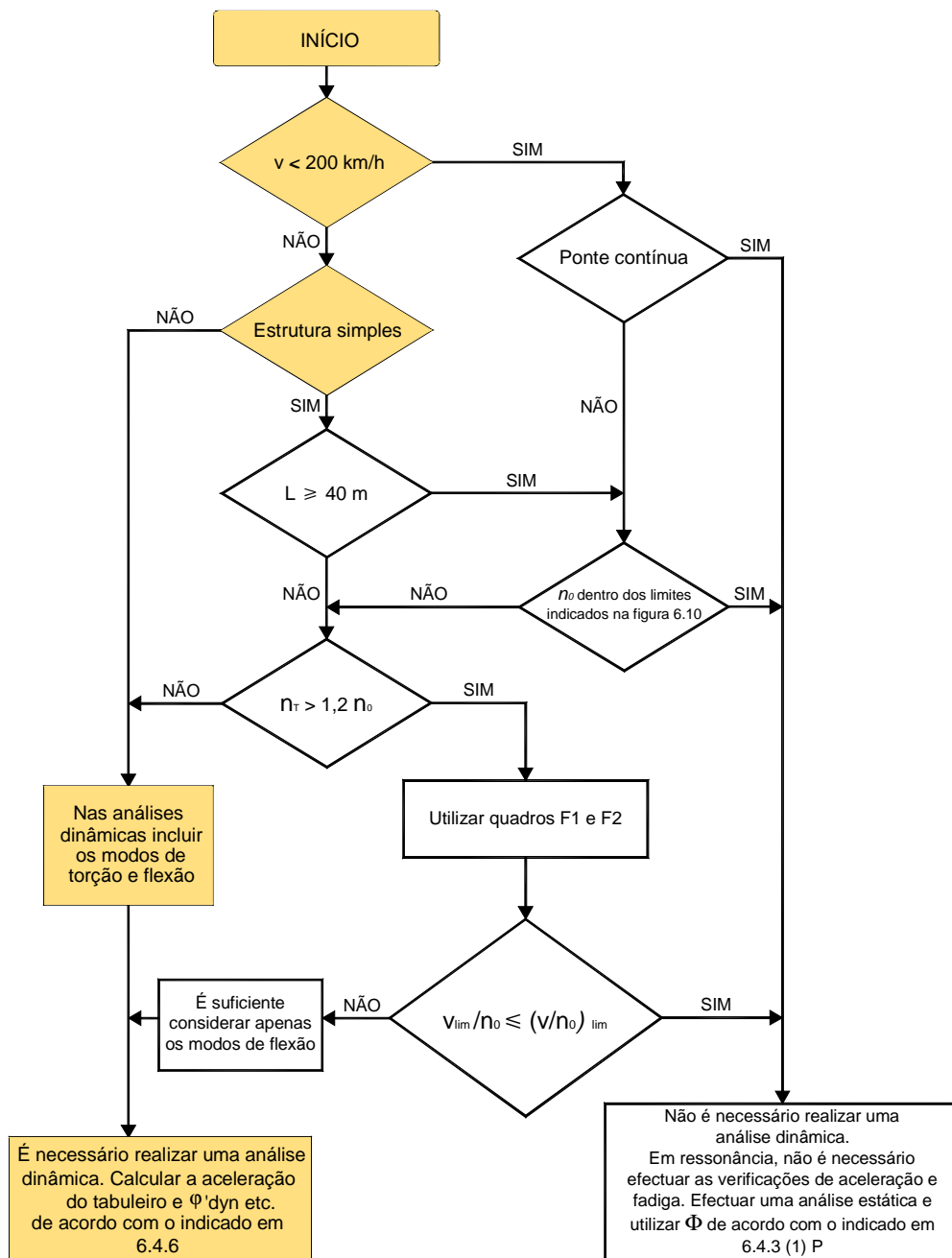


Figura 4.1: Fluxograma justificando a necessidade de realização de uma análise dinâmica [27]

Houve assim necessidade de fazer uma análise dinâmica em detrimento da análise convencional estática majorada por um coeficiente de amplificação dinâmica.

#### 4.3. CENÁRIOS DE ANÁLISE

Foram efectuadas análises dinâmicas para os comboios reais referidos na secção 1.3 do Capítulo 1. O modelo de carga para cada um dos comboios encontra-se apresentado na Figura 4.2.

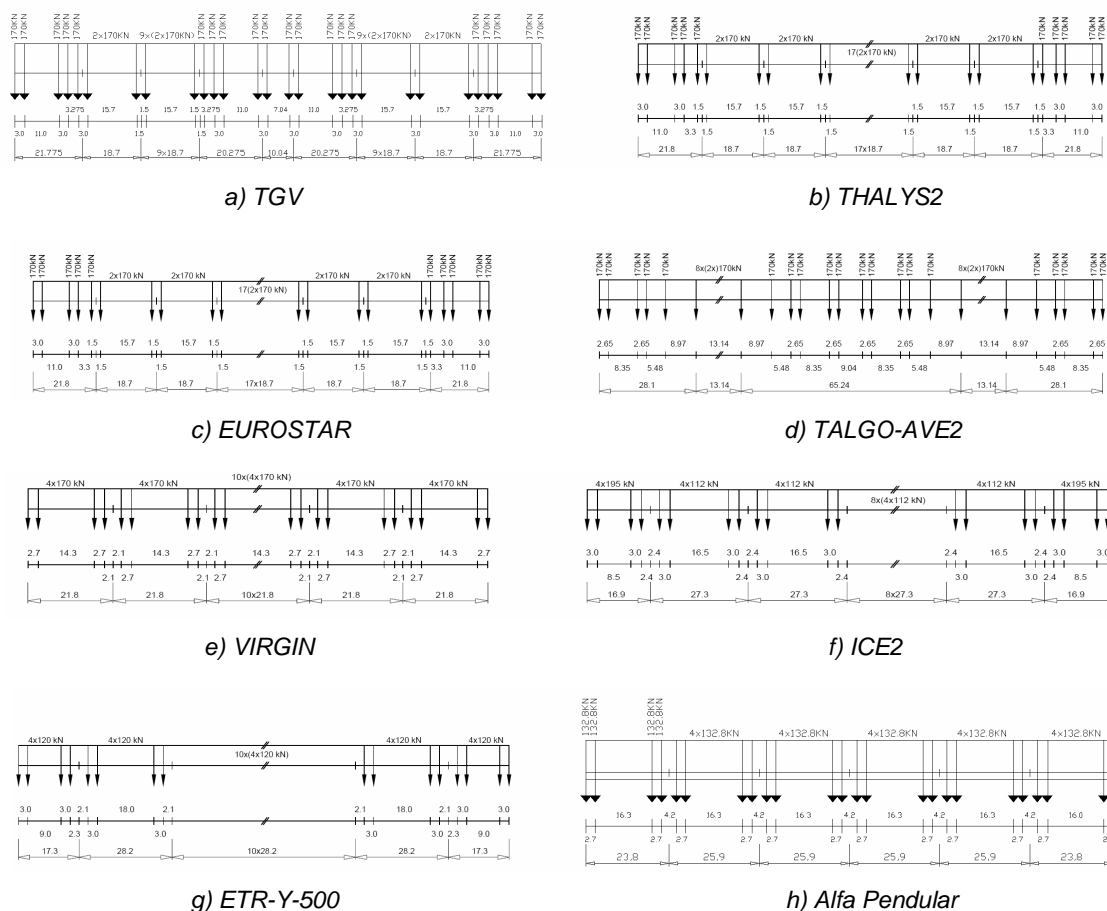


Figura 4.2: Modelos dos comboios reais

Foram ainda efectuadas as análises dinâmicas para a passagem dos comboios do modelo de alta velocidade HSLM-A (A1 a A10).

A ponte foi sujeita à passagem dos comboios a velocidades entre 140 km/h a 420 km/h. Neste caso não existem incertezas a nível das frequências da ponte, visto esta já estar construída, pelo que não seria necessário avaliar-se o comportamento dinâmico da ponte para a passagem de comboios a velocidades tão altas (a velocidade de projecto é geralmente de 350 km/h que multiplicada por um factor de incerteza, 1,2, prefaz os 420 km/h). No entanto optou-se por fazer uma avaliação para velocidades até 420 km/h com o intuito de se estudar o comportamento da ponte em situações deste tipo, mais desfavoráveis.

As respostas dinâmicas foram determinadas para quatro pontos pertencentes ao tabuleiro da ponte. Assim, foram controlados os deslocamentos e acelerações verticais num ponto situado no tabuleiro sob um dos carris no início da ponte (na consola), no quarto de vão, no terço de vão e no meio vão do tabuleiro. Estes são normalmente os pontos condicionantes, pois se o modo principal for o modo de viga simplesmente apoiada, o ponto com maiores deslocamentos será a meio vão. Caso o modo principal seja o modo assimétrico, os pontos condicionantes estarão algures entre o terço e o quarto de vão do tabuleiro.

#### **4.4. ANÁLISE DINÂMICA**

Nesta secção são apresentados os resultados da análise dinâmica. Os resultados baseiam-se principalmente em deslocamentos e acelerações verticais do tabuleiro, com o objectivo de se identificar possíveis fenómenos de ressonância.

##### **4.4.1. ESTUDO DOS EFEITOS DE RESSONÂNCIA**

Pretende-se nesta subsecção estudar as velocidades para as quais se obtêm ressonâncias significativas da estrutura. Serão apresentadas as velocidades de ressonância previstas pela expressão (2.37) bem como a apresentação dos resultados obtidos no modelo numérico desenvolvido com elementos de casca, identificando-se assim as velocidades reais de ressonância. Foram estudados os comboios de alta velocidade real, o Alfa Pendular e ainda os modelos, HSLM-A1 a HSLM-A10.

###### **4.4.1.1. Previsão das velocidades de ressonância**

A ressonância dá-se quando a frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura, amplificando os efeitos da resposta dinâmica e consequentemente a probabilidade de danos na ponte.

Assim, pela expressão (2.37) obtiveram-se as velocidades de ressonância para os oito comboios reais em estudo e organizou-se o Quadro 4.2.

Quadro 4.2: Velocidades de ressonância previstas de uma forma simplificada

Comboio \ i		$v(km/h)$			
		1	2	3	4
TGV (D=18,7 m)	1ºV	298,90	149,45	99,63	74,73
	2ºV	410,28	205,14	136,76	102,57
	1ºT	481,98	240,99	160,66	120,49
	3ºV	659,88	329,94	219,96	164,97
EUROSTAR (D=18,7 m)	1ºV	298,90	149,45	99,63	74,73
	2ºV	410,28	205,14	136,76	102,57
	1ºT	481,98	240,99	160,66	120,49
	3ºV	659,88	329,94	219,96	164,97
THALYS2 (D=18,7 m)	1ºV	298,90	149,45	99,63	74,73
	2ºV	410,28	205,14	136,76	102,57
	1ºT	481,98	240,99	160,66	120,49
	3ºV	659,88	329,94	219,96	164,97
TALGO (D=13,14 m)	1ºV	210,03	105,01	70,01	52,51
	2ºV	288,29	144,14	96,10	72,07
	1ºT	338,67	169,34	112,89	84,67
	3ºV	463,68	231,84	154,56	115,92
ICE2 (D=26,4 m)	1ºV	421,98	210,99	140,66	105,49
	2ºV	579,21	289,61	193,07	144,80
	1ºT	680,44	340,22	226,81	170,11
	3ºV	931,60	465,80	310,53	232,90
ETR-Y-500 (D=26,1 m)	1ºV	417,18	208,59	139,06	104,30
	2ºV	572,63	286,31	190,88	143,16
	1ºT	672,71	336,35	224,24	168,18
	3ºV	921,01	460,51	307,00	230,25
VIRGIN (D=23,9 m)	1ºV	382,02	191,01	127,34	95,50
	2ºV	524,36	262,18	174,79	131,09
	1ºT	616,00	308,00	205,33	154,00
	3ºV	843,38	421,69	281,13	210,85
Alfa Pendular (D=25,9 m)	1ºV	413,99	206,99	138,00	103,50
	2ºV	568,24	284,12	189,41	142,06
	1ºT	667,55	333,78	222,52	166,89
	3ºV	913,96	456,98	304,65	228,49

De notar que algumas destas velocidades não terão interesse prático logo à partida visto não se encontrarem dentro do intervalo de velocidades a ser estudado. Ainda a ter em atenção que o primeiro modo tem, normalmente, uma contribuição para a resposta muito mais significativa que os restantes modos, pelo que os picos de ressonância são esperados para velocidades relativas ao primeiro modo vertical. Estes resultados têm de ser tidos em conta como meramente informativos, porque a expressão que deu origem a estas velocidades de ressonância é válida apenas para vigas simplesmente apoiadas.

A ponte de S. Lourenço, apesar de ser desse tipo, tem um funcionamento em arco o que faz com que o primeiro modo de vibração seja o antissimétrico (ponto a meio vão com deslocamento praticamente nulo formando assim um apoio fictício).

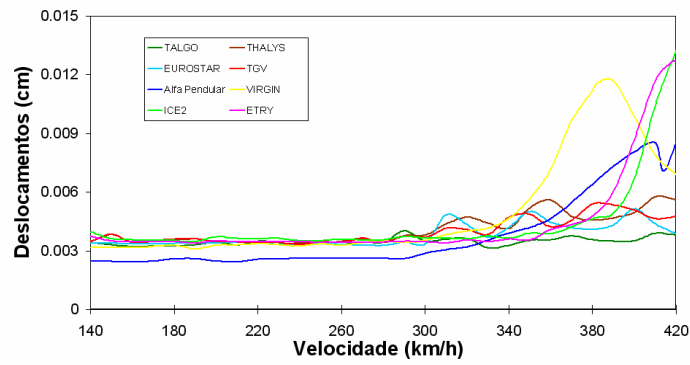
#### 4.4.1.2. Resultados obtidos

Os resultados obtidos não revelaram uma concordância perfeita com as velocidades de ressonância previstas na subsecção 4.4.1.1 para todos os comboios. A Figura 4.3 mostra os gráficos relativos aos deslocamentos máximos verticais para cada velocidade, provocados pelos comboios reais, nos quatro pontos estudados enquanto que a Figura 4.4 apresenta os mesmos resultados mas relativos aos modelos de carga HSLM-A. Apresentam-se ainda, na Figura 4.5 e Figura 4.6, os resultados obtidos para as acelerações máximas verticais relativos aos comboios reais e HSLM-A respectivamente.

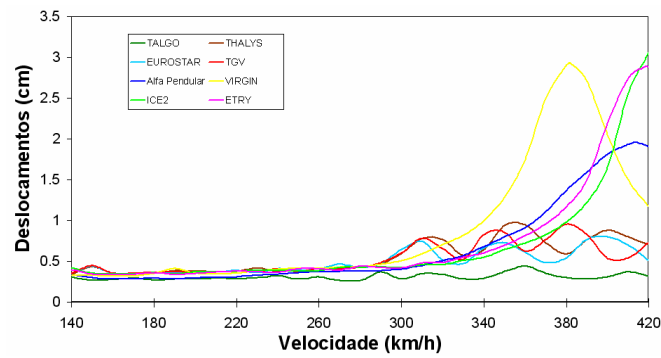
Quanto aos comboios reais, verificou-se que os picos de ressonância referidos na subsecção 4.4.1.1 apenas são visíveis nos comboios convencionais (ICE2, ETR-Y-500, VIRGIN e Alfa Pendular), registando-se picos de deslocamentos da ordem dos 3 cm e de acelerações de  $20 \text{ m/s}^2$  para velocidades superiores a 350 km/h. Seriam de esperar picos dos comboios articulados (TGV, EUROSTAR E THALYS) para velocidades um pouco mais baixas e um pico para o comboio TALGO, que representa os comboios regulares, para uma velocidade ainda mais reduzida, visto a distância entre grupos de eixos ser inferior aos casos anteriores. Tal não aconteceu, como se pode concluir pela observação da figura, verificando-se que os comboios articulados e regular apresentam uma distribuição de deslocamentos e acelerações bastante uniforme (deslocamentos máximos de 1 cm e acelerações de  $8 \text{ m/s}^2$ ) não se conseguindo identificar picos de ressonância. Isto deve-se a possíveis fenómenos de cancelamento de ressonância.

Quanto à resposta da ponte para a passagem dos comboios do modelo HSLM-A, constatou-se que esta era concordante com os comboios reais, visto que para os primeiros modelos (A1 a A3), em que o espaçamento entre eixos é inferior a 20 m, não se observam picos de ressonância muito elevados, notando-se perfeitamente o cancelamento da ressonância. Há medida que o espaçamento entre eixos aumenta (A4 a A10), a resposta começa a ser caracterizada por um pico de ressonância para velocidades superiores a 300 km/h, tal como acontecia com os comboios convencionais. Para a gama de velocidades estudada, tanto o deslocamento como a aceleração máxima se dão para a passagem do comboio A9, atingindo-se deslocamentos do tabuleiro a quarto de vão de quase 5 cm e acelerações nesse mesmo ponto de  $35 \text{ m/s}^2$ .

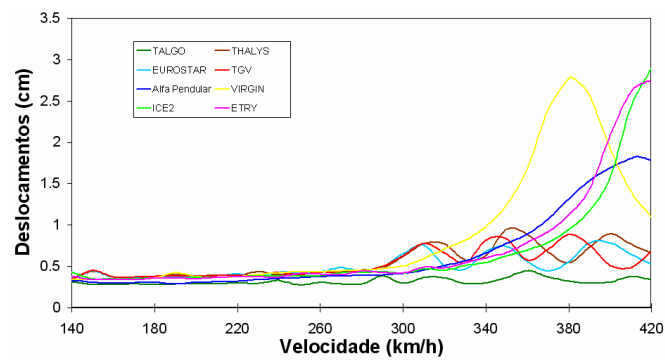
Outra conclusão importante é o facto de os maiores valores de deslocamentos e acelerações se darem no quarto e terço de vão, o que prova que o primeiro modo é o modo que mais condiciona a resposta. Caso fosse o modo de viga, os maiores deslocamentos seriam a meio vão mas tal não acontece, visto neste ponto se atingirem deslocamentos da ordem dos 0,3 cm enquanto que no quarto e terço de vão se chegam a atingir deslocamentos de quase 3 cm (dez vezes superiores). O mesmo se verifica nas acelerações, onde no quarto e terço de vão se atingem acelerações, para as velocidades de ressonância, da ordem dos  $20 \text{ m/s}^2$ , enquanto que para o meio vão não chega aos  $2,5 \text{ m/s}^2$ . Este fenómeno vai ajudar a compreender o cancelamento de algumas ressonâncias, que acontece em estruturas hiperestáticas. Esta estrutura, apesar de isostática, apresenta características de uma ponte constituída por dois tramos contínuos devido ao facto do modo principal ser o antissimétrico, fazendo com que a meio vão apresente deslocamentos muito baixos (apoio fictício).



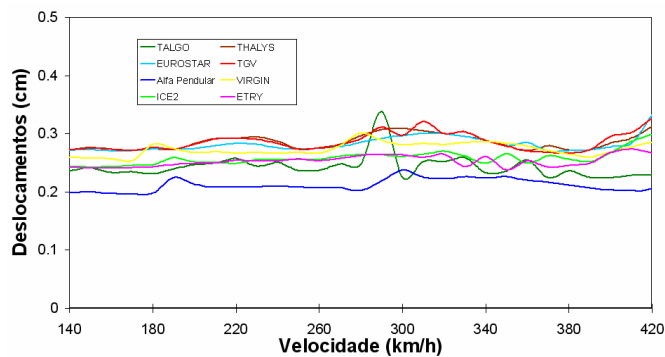
a) Extremo da consola



b) Quarto de vão



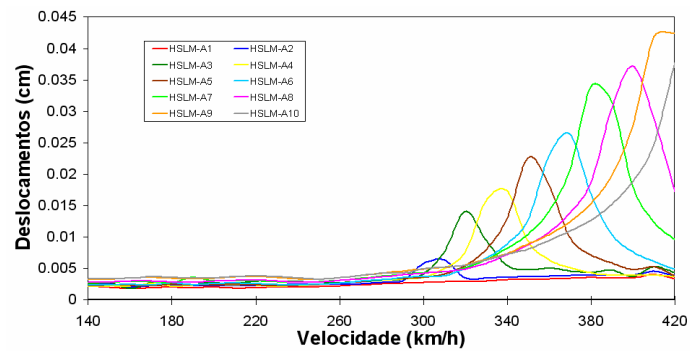
c) Terço de vão



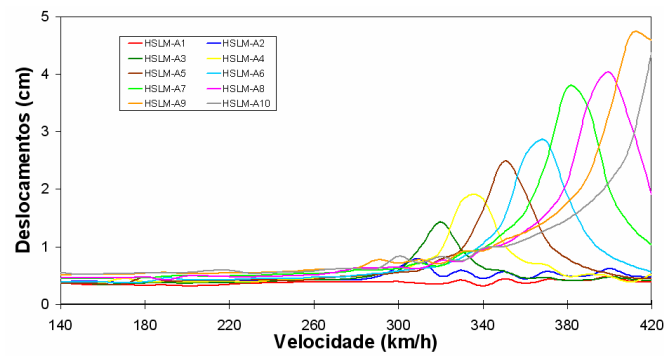
d) Meio vão

Figura 4.3: Deslocamentos máximos para a passagem dos comboios reais

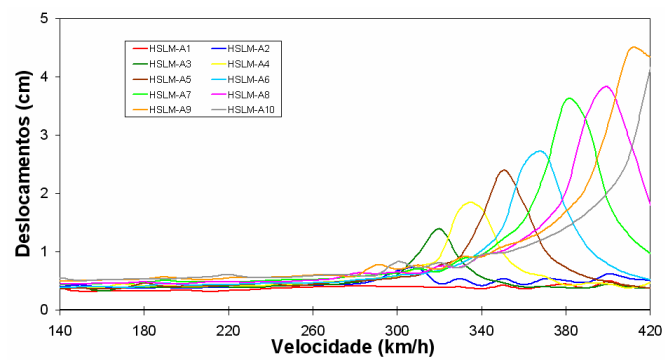




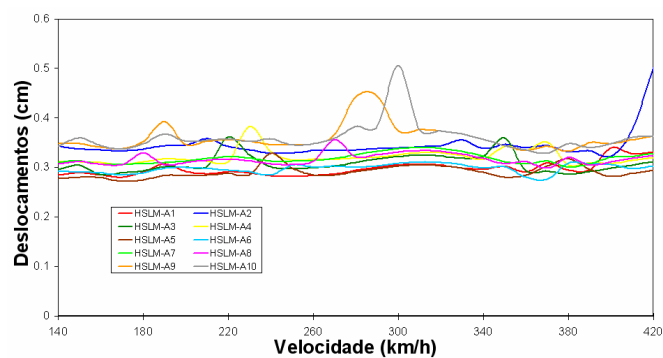
a) Extremo da consola



b) Quarto de vão

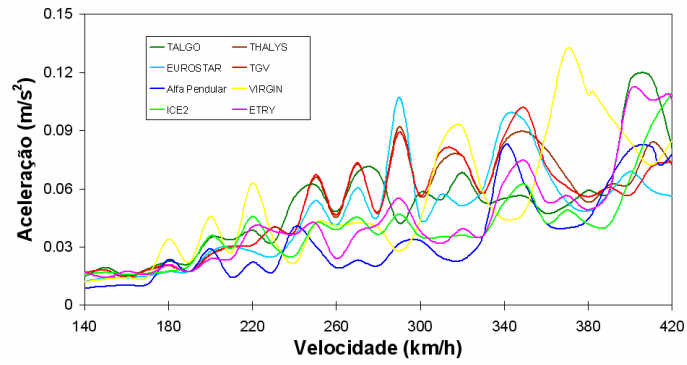


c) Terço de vão

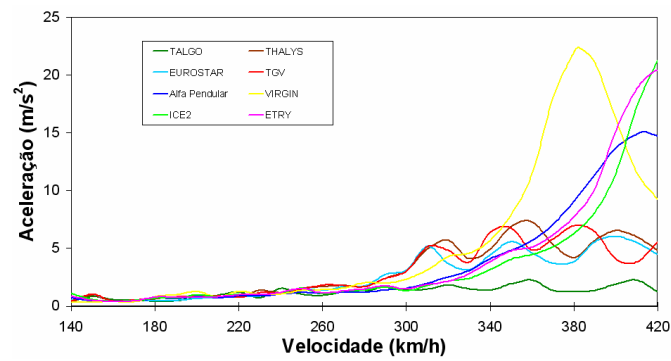


d) Meio vão

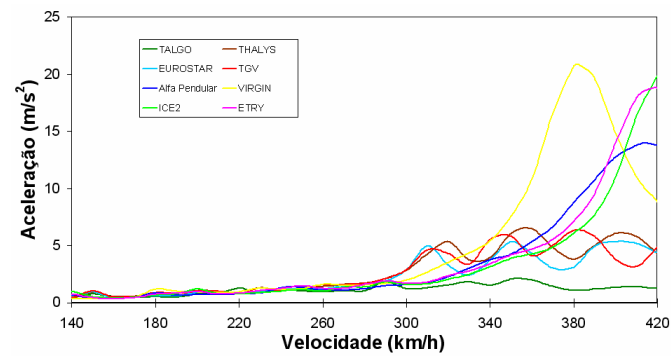
Figura 4.4: Deslocamentos máximos para a passagem dos comboios HSLM-A



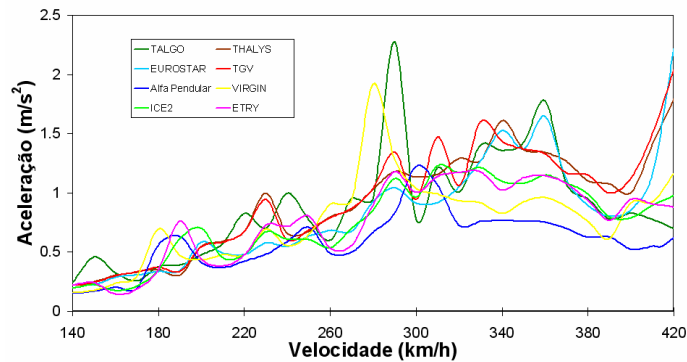
a) Extremo da consola



b) Quarto de vão

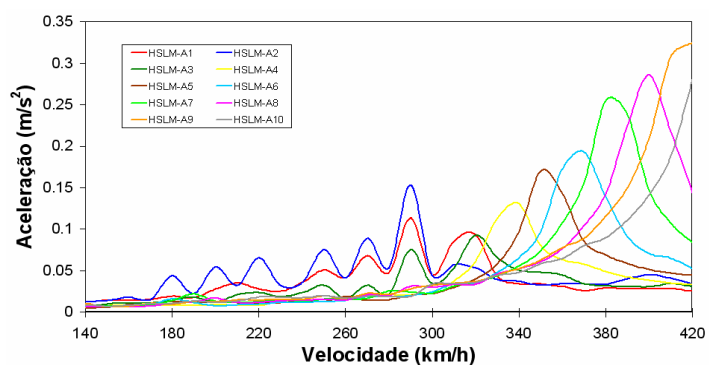


c) Terço de vão

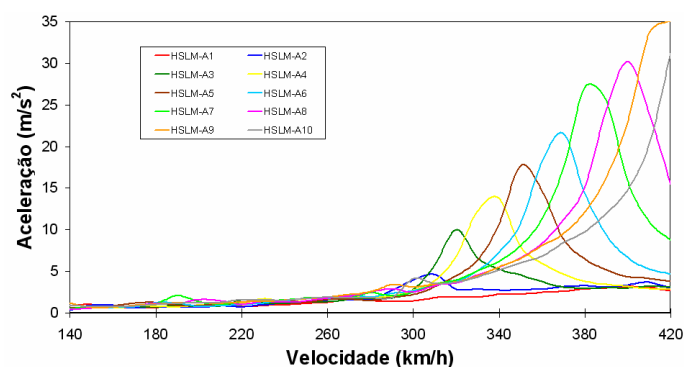


d) Meio vão

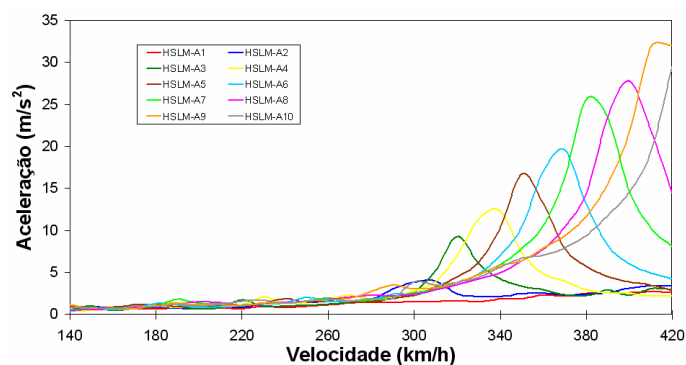
Figura 4.5: Acelerações máximas para a passagem dos comboios reais



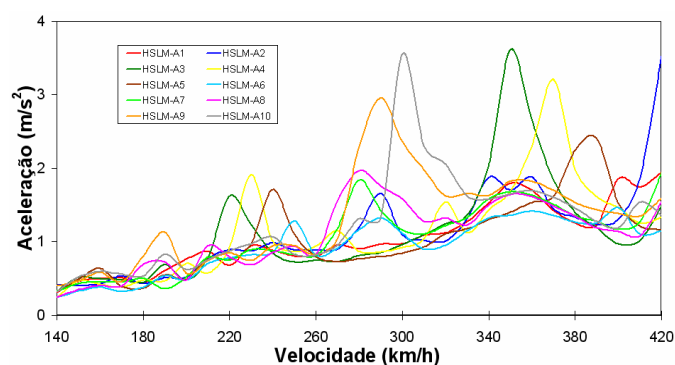
a) Extremo da consola



b) Quarto de vão



c) Terço de vão



d) Meio vão

Figura 4.6: Acelerações máximas para a passagem dos comboios HSLM-A

Por último, mostra-se ainda a envolvente de resultados, tanto a nível de deslocamentos (Figura 4.7) como de acelerações (Figura 4.8) nos quatro pontos estudados, obtidos para a passagem dos comboios reais e do HSLM-A. De um modo geral, a envolvente provocada pela passagem dos comboios HSLM-A cobre a envolvente dos comboios reais. Tanto a nível de deslocamentos como de acelerações, as envolventes têm uma configuração muito semelhante, sendo que a diferença entre elas se nota principalmente nas zonas de velocidades elevadas, acima de 300 km/h, onde se verificaram os picos de ressonância. Aí, para o terço e quarto de vão, atingem-se diferenças de  $10 \text{ m/s}^2$ , existindo assim uma folga considerável para ter em conta os efeitos de ressonância aquando do dimensionamento da estrutura.

Apenas as envolventes referentes ao extremo da consola se observa uma diferença muito significativa em termos de valores e formas. Isto deve-se ao facto das acelerações registadas neste ponto serem muito reduzidas, fazendo com que as diferenças se notem mais. No entanto, até velocidades na ordem dos 300 km/h as envolventes são praticamente coincidentes, sendo que o desfasamento se começa a acentuar apenas a partir dessa velocidade

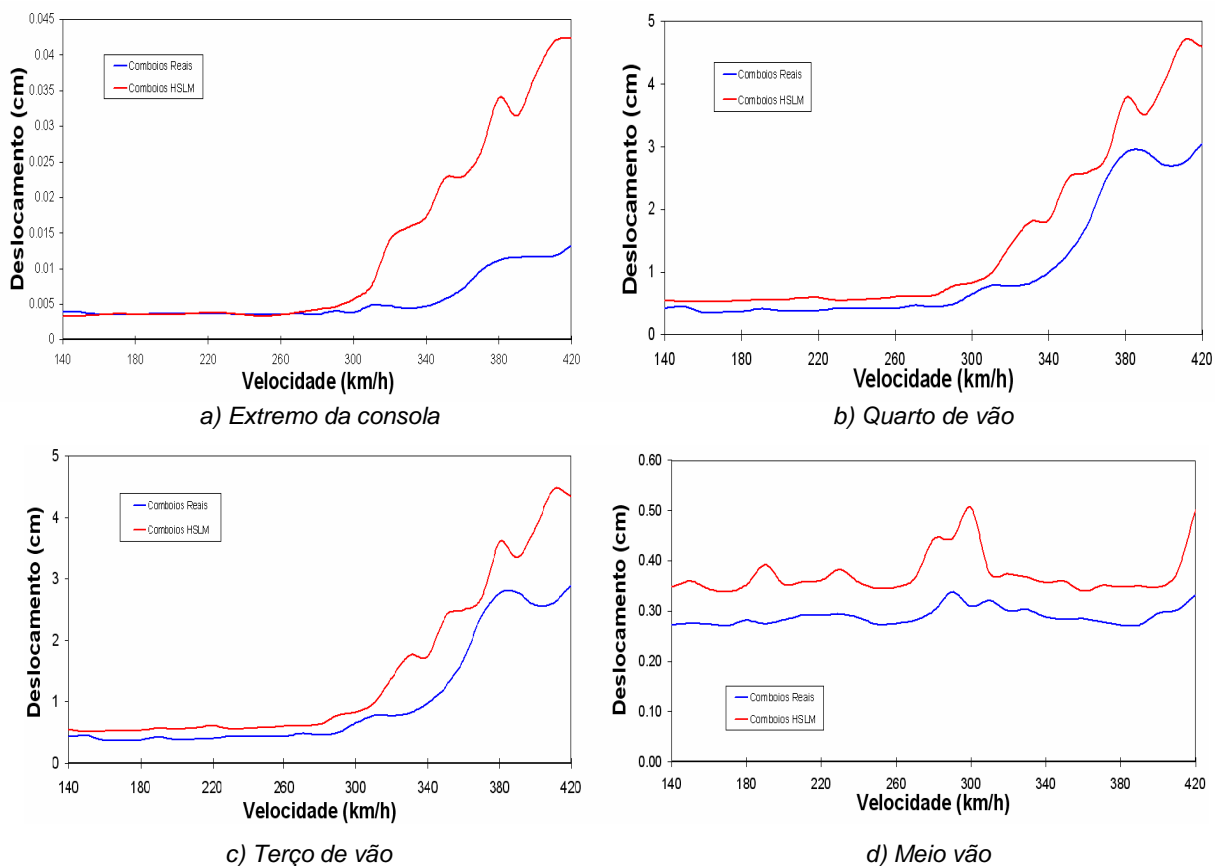


Figura 4.7: Envolvente dos deslocamentos para a passagem dos comboios reais e HSLM-A

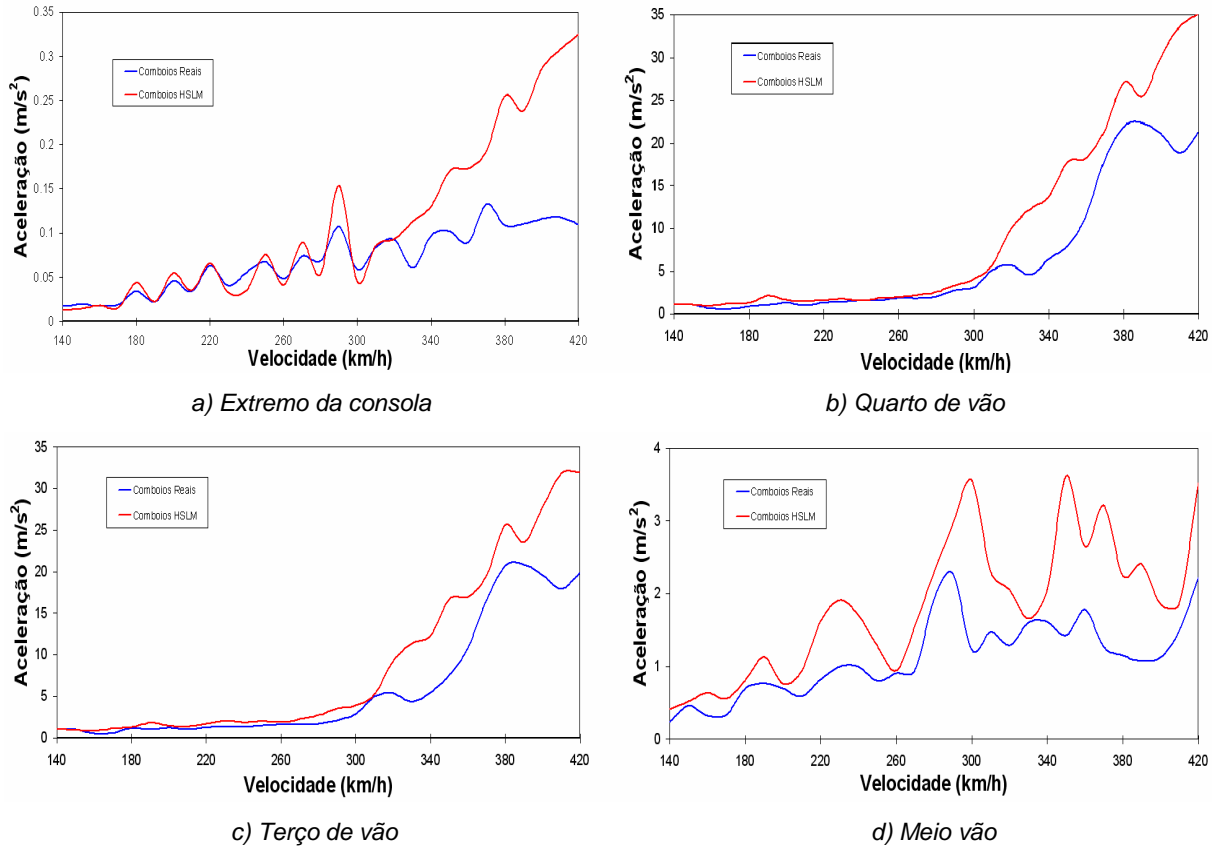


Figura 4.8: Envelope das acelerações para a passagem dos comboios reais e HSLM-A

#### 4.4.2. REGISTOS TEMPORAIS

Esta secção tem como objectivo apresentar alguns dos registos temporais dos deslocamentos e acelerações de um comboio representativo de cada um dos tipos, comparando-se registos de velocidades que provocam a ressonância da estrutura com registos de velocidades que não produzem qualquer efeito ressonante. Assim, escolheu-se o TGV para representar os comboios articulados, o VIRGIN para representar os comboios convencionais e o TALGO para representar os regulares. São ainda apresentados os registos do Alfa Pendular e dos comboios HSLM-A2 e HSLM-A6, representativos dos comboios HSLM, sendo que o A2 apresentou um comportamento semelhante aos comboios articulados e o A6 aos comboios convencionais.

Teve-se especial atenção às velocidades de ressonância para comboios convencionais (neste tipo de comboios, as ressonâncias foram perfeitamente caracterizadas) e às velocidades ( $v$ ) que conduziram aos máximos de acelerações e deslocamentos no tabuleiro no caso dos restantes comboios. Estas velocidades e respectivos valores máximos do deslocamento ( $d_{\max}$ ) e de aceleração ( $a_{\max}$ ) no tabuleiro (quarto de vão) causados pela passagem dos comboios reais e HSLM-A encontram-se representados no Quadro 4.3.

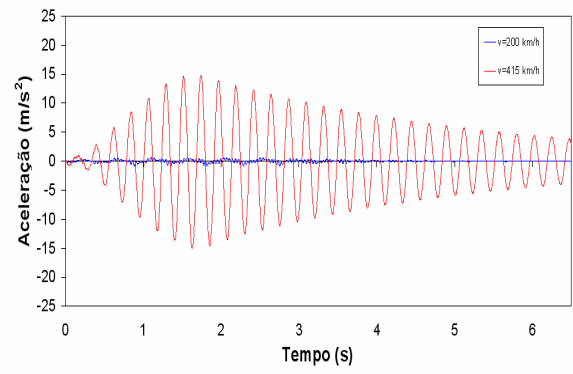
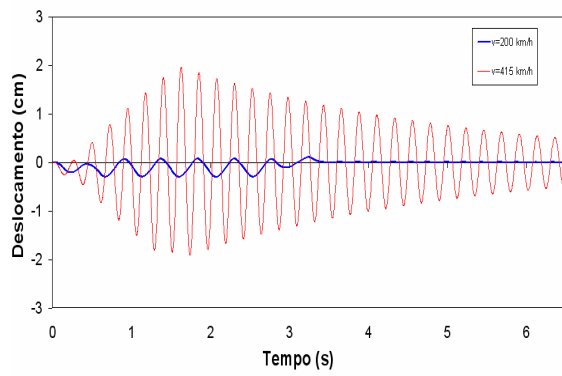
Quadro 4.3: Deslocamentos e acelerações máximos do tabuleiro para a passagem dos comboios reais e do HSLM-A

Comboios	$v \text{ (km/h)}$	$d_{\max} \text{ (cm)}$	$a_{\max} \text{ (m/s}^2\text{)}$
TGV	380	0,957	6,969
EUROSTAR	400	0,801	6,024
THALYS2	360	0,949	7,293
TALGO	360	0,443	2,243
ICE2	420	3,058	21,320
ETR-Y-500	415	2,884	20,415
VIRGIN	385	2,926	22,388
Alfa Pendular	415	1,957	15,071
HSLM-A1	400	0,488	3,150
HSLM-A2	310	0,788	4,617
HSLM-A3	320	1,429	9,994
HSLM-A4	340	1,834	13,739
HSLM-A5	350	2,490	17,693
HSLM-A6	370	2,836	21,541
HSLM-A7	380	3,772	27,131
HSLM-A8	400	4,029	30,191
HSLM-A9	410	4,684	35,132
HSLM-A10	420	4,384	31,224

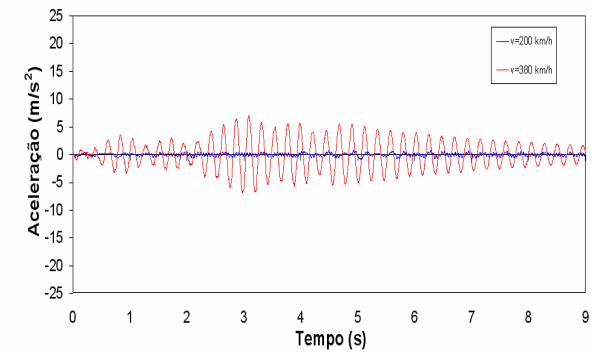
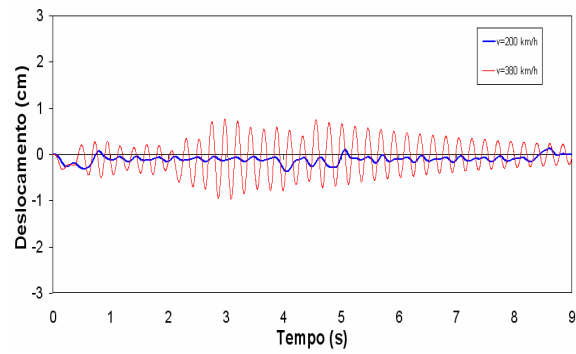
À medida que a distância entre eixos vai aumentando, a velocidade crítica também aumenta, isto é, o pico de ressonância sofre uma translação no sentido das velocidades crescentes (esta tendência é perfeitamente visível na Figura 4.4 e Figura 4.6 referente aos deslocamentos e acelerações máximas do tabuleiro provocados pela passagem do HSLM-A).

De seguida, compararam-se registos da evolução dos deslocamentos e acelerações verticais para velocidades que provocam a ressonância (apresentadas no Quadro 4.3) com registos para velocidades que não provocam este fenómeno. Usou-se como referência para esta velocidade os 200 km/h.

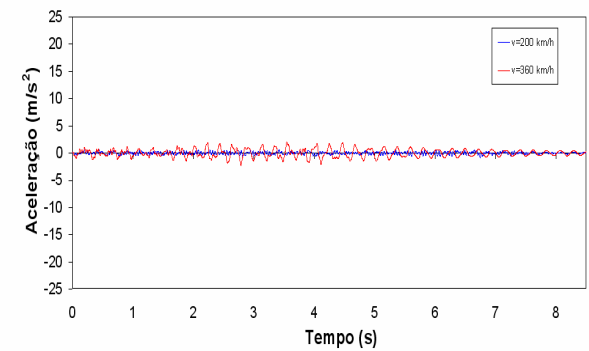
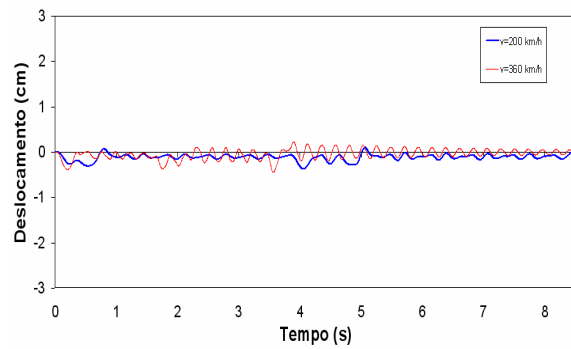
A Figura 4.9 mostra os registos, em função do tempo, da evolução dos deslocamentos (à esquerda) e acelerações verticais (à direita) no tabuleiro da ponte devido às passagens dos comboios reais já referidos enquanto que a Figura 4.10 mostra os mesmos registos mas para os comboios do modelo HSLM-A. Os registos referem-se ao ponto a quarto de vão da ponte, visto ser o ponto mais desfavorável.



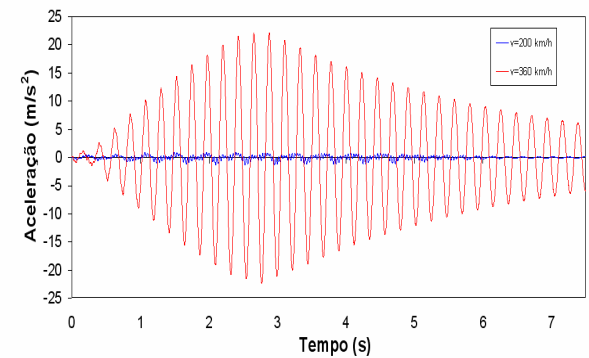
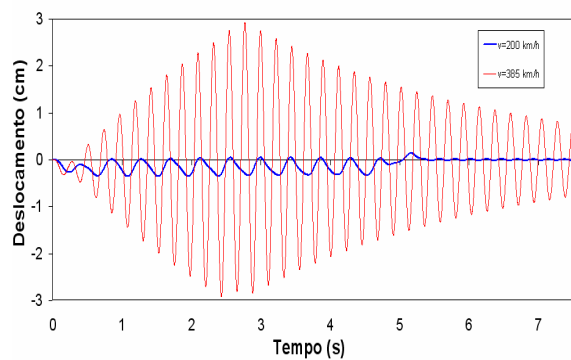
a) Alfa Pendular



b) TGV



c) TALGO-AVE2



d) VIRGIN

Figura 4.9: Registos da evolução temporã dos deslocamentos e acelerações para a passagem dos comboios reais

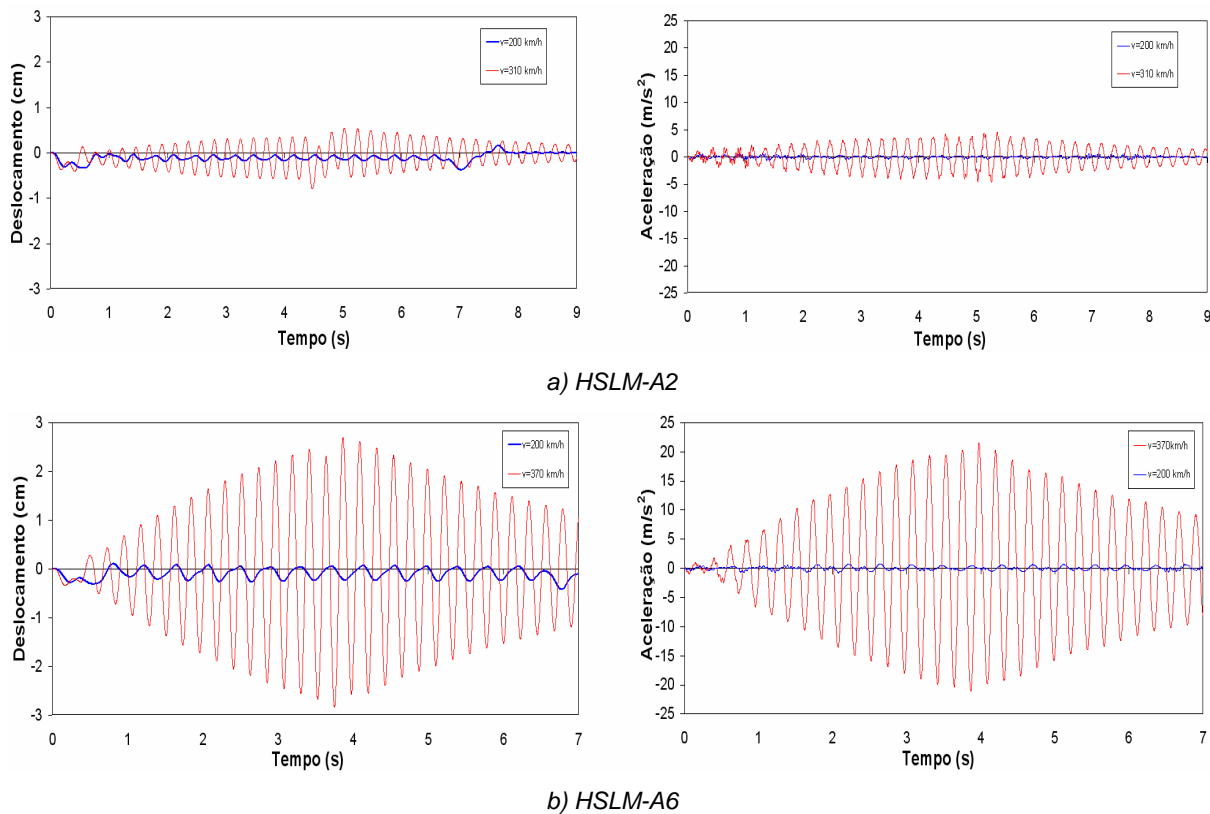


Figura 4.10: Registos da evolução temporal dos deslocamentos e acelerações para a passagem dos comboios HSLM-A

A observação da Figura 4.9, referente aos comboios reais, comprova mais uma vez que existe um cancelamento do fenómeno de ressonância nos comboios não convencionais. Tanto o TGV como o TALGO não apresentam um registo típico de ressonância, como acontece no VIRGIN e Alfa Pendular. Além disso, as grandezas medidas apresentam valores significativamente menores, pois enquanto que no TGV a aceleração máxima medida é da ordem dos  $7 \text{ m/s}^2$ , no VIRGIN atinge quase  $23 \text{ m/s}^2$ , mais do triplo. O TALGO é o comboio que apresenta um maior cancelamento do efeito ressonante, visto a evolução dos registos ser praticamente igual em todas as velocidades de passagem. Tal já se tinha comprovado na Figura 4.3 e Figura 4.5 onde os registos máximos, em função da velocidade, eram praticamente constantes.

O mesmo se passa para os comboios HSLM-A (Figura 4.10), pois enquanto o comboio HSLM-A2 (com espaçamento entre eixo semelhante aos comboios articulados) apresenta um registo com valores muito baixos, o HSLM-A6 apresenta registos muito semelhantes aos comboios convencionais VIRGIN e Alfa Pendular.

Importa salientar o que já foi discutido anteriormente sobre o facto do modo principal ser o primeiro modo vertical, o que transforma esta estrutura isostática, numa viga de dois tramos contínuos hiperestática para efeitos dinâmicos. Para isso, foram construídas as *Fast Fourier Transform* (FFT) de modo a detectar os principais modos que contribuem para estes efeitos ressonantes. Assim, a Figura 4.11 mostra as FFT para as velocidades que provocaram deslocamentos e acelerações máximas, representadas a vermelho nos gráficos da Figura 4.9. A figura mostra exactamente o que foi discutido,



visto que o pico de amplitude se situa numa frequência de aproximadamente 4,4 Hz, valor relativo à frequência do primeiro modo vertical.

No TGV e no TALGO, apesar de existirem picos nessa frequência, estes não são tão notórios (note-se que a amplitude é muito inferior no TALGO e no TGV do que nos comboios convencionais), provando mais uma vez o cancelamento das ressonâncias e o porquê do nível de deslocamentos e acelerações ser muito constante.

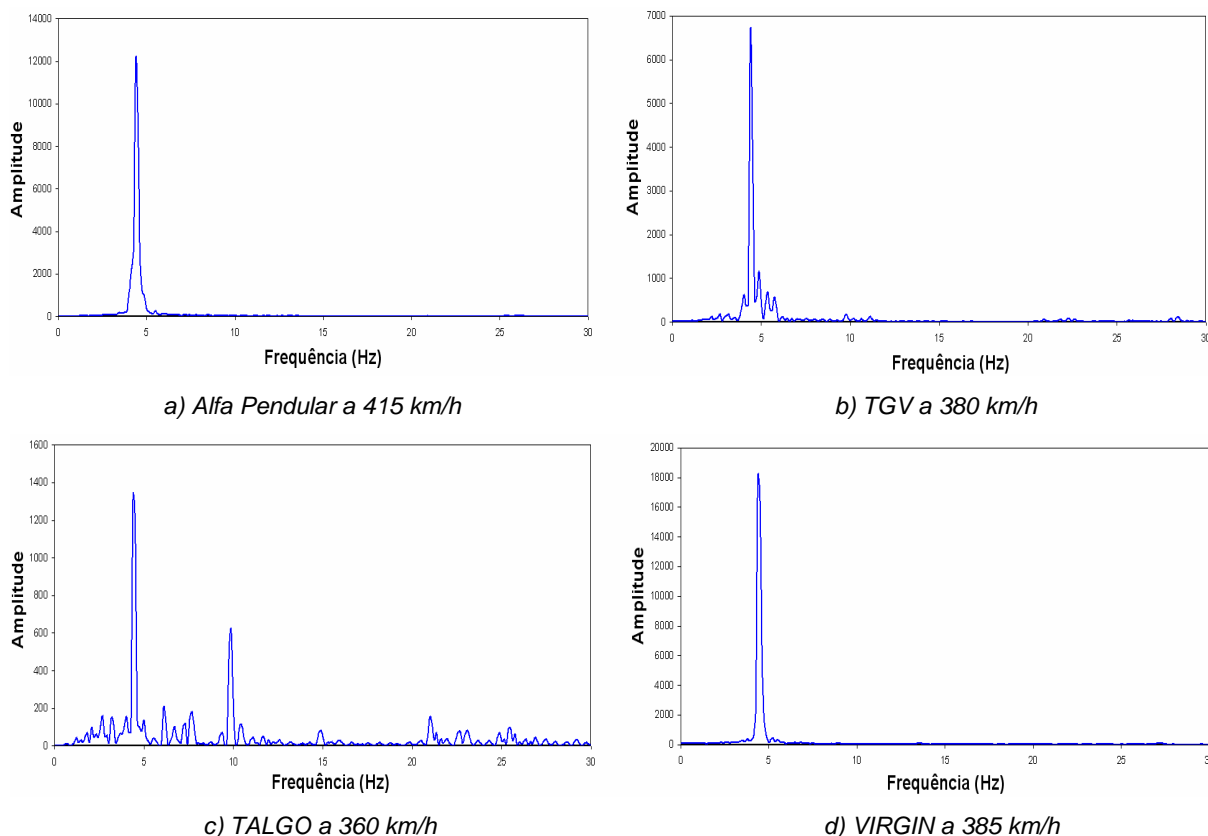


Figura 4.11: FFT relativas às acelerações verticais dos quatro comboios tipo analisados

Ainda de referir que no registo relativo ao TGV, representado na Figura 4.9, se dá uma pequena perturbação por volta dos quatro segundos. Isto deve-se ao facto da configuração do TGV ser simétrica, visto que a meio do comboio há uma quebra na configuração normal das forças, isto é, os espaçamentos entre eixos são diferentes do resto do comboio. O Alfa Pendular e o VIRGIN, comboios convencionais, têm uma configuração muito regular, não havendo por isso quebras e perturbações nos registos.

Outro aspecto a referir é a comparação entre os registos do Alfa Pendular e do VIRGIN. Os registos são muito semelhantes em forma mas um pouco diferentes em termos de valores. O VIRGIN provoca deslocamentos e acelerações superiores ao Alfa Pendular principalmente devido ao seu tamanho muito superior, visto que o primeiro mede aproximadamente 260 m enquanto que o segundo apenas 150 m. Além disso, as cargas por eixo do VIRGIN são também superiores, 170 kN contra os 132,8 kN do Alfa Pendular.

#### 4.4.3. FENÓMENO DE CANCELAMENTO DE RESSONÂNCIA

Os registos obtidos para os comboios articulados e regulares mostraram que os picos de ressonância esperados não existiam, tendo-se observado registos muito regulares com deslocamentos e acelerações máximos relativamente baixos.

Procedeu-se então ao cálculo das forças modais nos três comboios representativos de modo a confirmar a existência do cancelamento de ressonância nos articulados e regular. Caso houvesse ressonância, as forças modais atingiriam valores diferentes de zero, enquanto que no caso da existência de cancelamento estes valores tenderiam para valores nulos (o cancelamento perfeito é aquele que leva a valores das forças modais nulas).

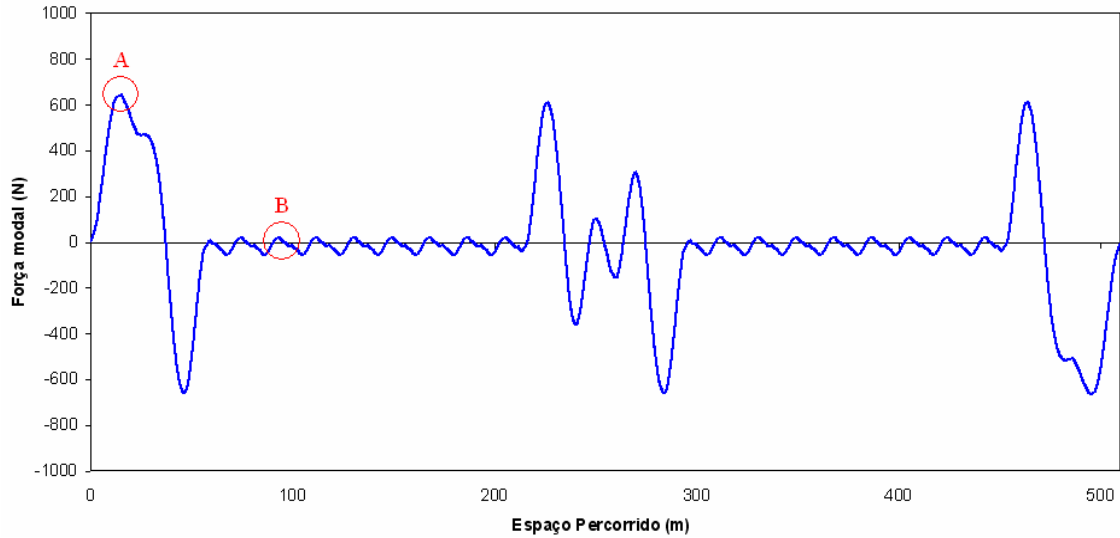
Fez-se então um cálculo semelhante ao realizado no modelo de cargas já definido. No entanto fez-se uma pequena alteração que consistiu no cálculo das forças em função do espaço percorrido em vez do tempo. Isto permitiu o cálculo das forças modais não dependentes da velocidade, o que era suficiente para as conclusões que se pretendiam neste ponto. No caso de se querer fazer uma análise dinâmica desta forma teria de se entrar com as velocidades na resolução das equações de equilíbrio dinâmico, o que não era necessário visto já se ter feito a análise dinâmica anteriormente.

Após o cálculo das forças em cada incremento de espaço ( $\mathbf{F}(x)$ ), procedeu-se ao cálculo das forças modais ( $F_n(x)$ ) através da seguinte expressão matricial:

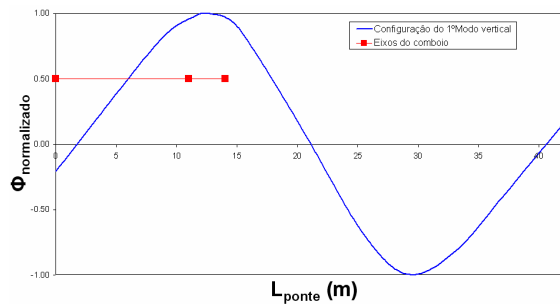
$$F_n(x) = \Phi_n^T \cdot \mathbf{F}(x) \quad (4.3)$$

Tudo isto foi feito em cálculo automático através de um código em APDL que se encontra disponível no Anexo A4.

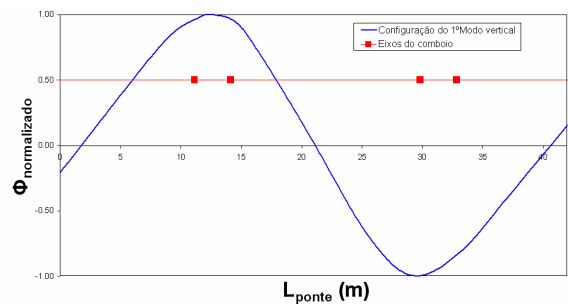
Assim, a Figura 4.12 a) mostra a evolução das forças modais ao longo do espaço percorrido pelo TGV. Como seria de esperar, salvo as perturbações de entrada e saída das carruagens (em que é impossível que haja cancelamento ressonante visto o comboio estar a carregar apenas um dos “tramos” da ponte) e do ponto intermédio do comboio devido à sua simetria já referida, o valor das forças modais é muito baixo justificando assim o cancelamento da ressonância. As Figura 4.12 b) e c) mostram ainda a posição dos eixos do comboio para as situações assinaladas na Figura 4.12 a) em relação à configuração do primeiro modo vertical responsável pela hiperestaticidade dinâmica da estrutura. Assim, na situação A a força modal é muito grande pois os eixos do comboio estão apenas a carregar um dos “tramos” (Figura 4.12b)) enquanto que na situação B a força modal é quase nula, pois existe um par de eixos a carregar um dos “tramos” e outro a carregar o outro tramo exactamente na zona intermédia de cada uma das ondas.



a) Forças modais em função do espaço percorrido pelo comboio



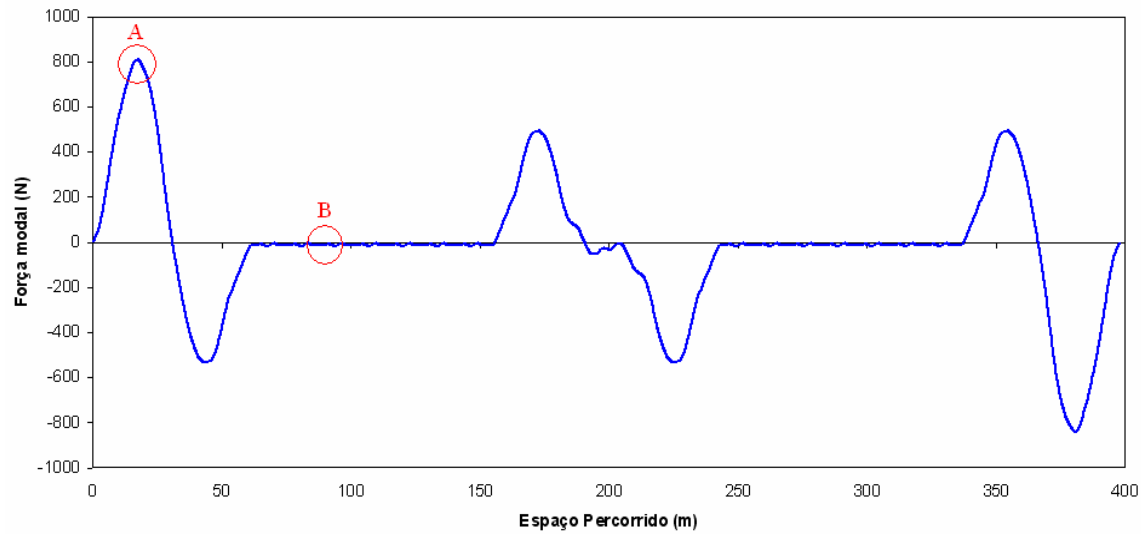
b) Posição dos eixos na situação A



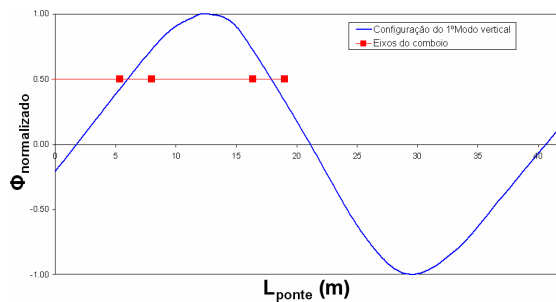
c) Posição dos eixos na situação B

Figura 4.12: Cancelamento de ressonância para a passagem do TGV

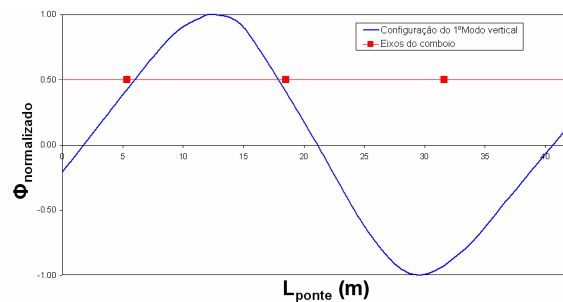
O mesmo se fez para o comboio TALGO-AVE2. Neste comboio, o registro de deslocamentos e acelerações era ainda mais constante que no TGV o que se veio a confirmar através desta análise. A Figura 4.13 apresenta uma análise igual à efectuada para o TGV onde se nota que o cancelamento de ressonância é ainda mais notório. Neste comboio, sendo ele um comboio regular, os eixos têm apenas um bogie cada, pelo que as cargas são isoladas e não aos pares de dois, como nos comboios articulados. Assim, na situação B, apesar de não ser tão notório o efeito de cancelamento quando se observa a posição dos eixos na Figura 4.13 c), este acontece porque a distância entre eixos é aproximadamente um terço do vão da ponte fazendo com que dois eixos estejam a meio da onda e o terceiro eixo está exactamente no centro da outra onda o que faz com que os efeitos provocados pelas cargas se anulem mutuamente.



a) Forças modais em função do espaço percorrido pelo comboio



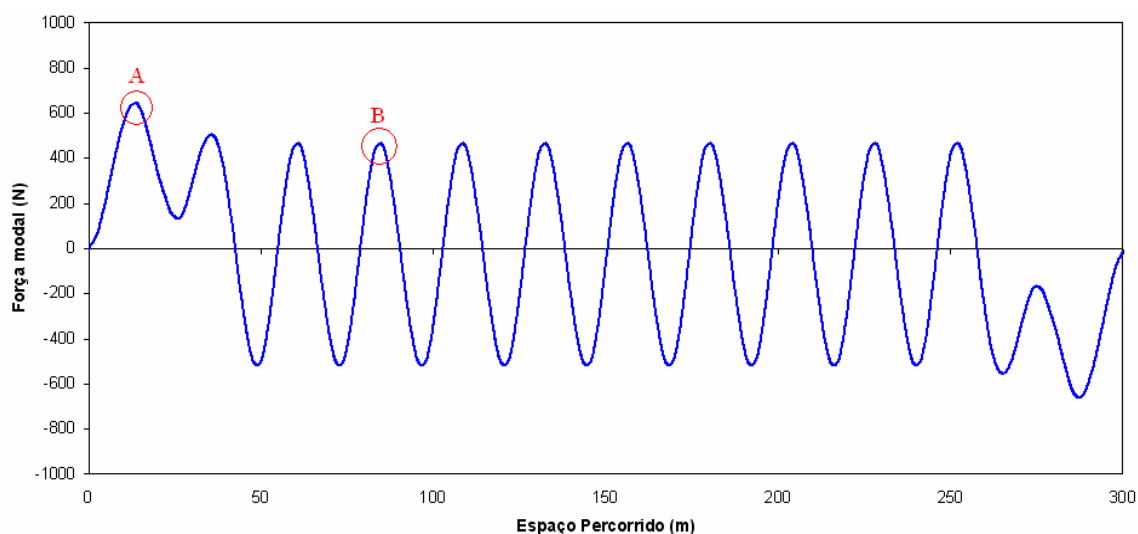
b) Posição dos eixos na situação A



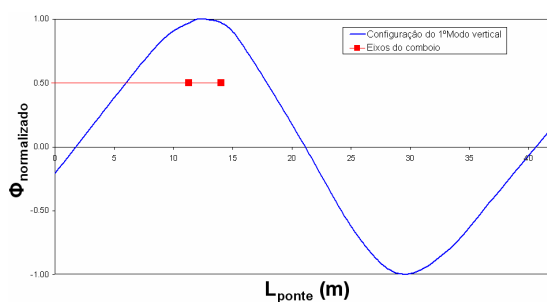
c) Posição dos eixos na situação B

Figura 4.13: Cancelamento de ressonância para a passagem do TALGO-AVE2

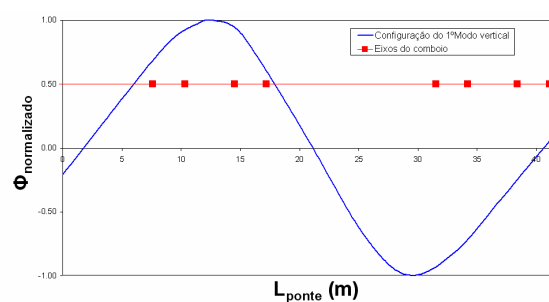
Por fim, importa confrontar estes resultados com os resultados do comboio convencional onde não se verificou o efeito de ressonância. Este estudo foi então efectuado para o comboio representativo dos comboios convencionais, o VIRGIN. A diferença nos resultados é notória, o que comprovou todos os resultados obtidos para os comboios convencionais. Analisando as forças modais apresentadas na Figura 4.14 a), nota-se que a sua evolução ao longo do espaço tem a configuração de um harmónico constante, onde as forças atingem valores sempre elevados, contrariando os valores quase nulos dos comboios onde se verificou o cancelamento da ressonância. As Figura 4.14 b) e c) mostram que qualquer que seja o ponto analisado, nunca há uma anulação das forças, pois enquanto na situação A se dá a entrada da locomotiva provocando um desequilíbrio de forças, na situação B, enquanto um dos pares de eixos se encontra completamente centrado com a onda, o segundo par já se encontra a sair da outra onda o que provoca também um desequilíbrio de forças (em ambas as situações verifica-se um desequilíbrio positivo de forças).



a) Forças modais em função do espaço percorrido pelo comboio



b) Posição dos eixos na situação A



c) Posição dos eixos na situação c

Figura 4.14: Ressonância para a passagem do VIRGIN

## 4.5. CONCLUSÕES

Neste capítulo foi apresentado o estudo do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de São Lourenço sob acção de tráfego ferroviário de alta velocidade.

A análise dinâmica foi efectuada com programa de cálculo comercial ANSYS por intermédio de uma metodologia de cargas móveis, utilizando o método da sobreposição modal para a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico.

O modelo numérico de elementos de casca foi submetido à passagem dos comboios de alta velocidade reais e dos modelos HSLM-A, controlando-se a resposta em termos de deslocamentos e de acelerações, em quatro pontos distintos do tabuleiro: extremo da consola, quarto de vão, terço de vão e ainda a meio vão.

Os resultados provaram que o modo mais influente na resposta dinâmica foi o primeiro modo vertical (antissimétrico), visto os maiores valores de deslocamentos e acelerações terem sido registados a quarto de vão. Isto deveu-se ao facto da ponte ter um funcionamento em arco, fazendo com que os deslocamentos a meio vão sejam muito reduzidos. Foram ainda traçados gráficos FFT que também provaram a maior influência do primeiro modo na resposta dinâmica da estrutura.

Concluiu-se que apenas os comboios convencionais (VIRGIN, ICE2, ETR-Y e Alfa Pendular) e os comboios HSLM-A com distância entre eixos superiores a 20 m (A4 a A10) provocavam na estrutura o efeito de ressonância, visto que os restantes comboios, articulados, TALGO e HSLM-A1 a A3, não produziam qualquer tipo de pico de acelerações ou deslocamentos acentuados. O estudo deste facto levou à conclusão que a geometria da ponte, tendo o seu vão o dobro do comprimento da distância entre eixos dos comboios articulados, proporcionava um cancelamento da ressonância. Este tipo de fenómeno acontece quando as pontes são hiperestáticas, isto é, tramos contínuos. A ponte de São Lourenço, apesar de ser uma estrutura isostática, o facto de ser constituída por um arco torna-a uma estrutura com um comportamento semelhante a uma viga contínua de dois tramos (apoio fictício a meio vão devido à configuração do primeiro modo vertical).

Quanto às envolventes dos registos máximos de deslocamentos e acelerações, a envolvente provocada pela passagem dos comboios HSLM-A cobre a dos comboios reais. Em termos de configuração, elas são muito semelhantes para velocidades até 300 km/h, sendo que a partir daí, começa a notar-se uma maior diferença (no terço e quarto de vão chegam a atingir diferenças da ordem dos 10 m/s<sup>2</sup>) para as velocidades onde se registaram picos significativos de ressonância.

Por último, foram avaliadas as forças modais provocadas pela passagem dos três tipos de comboios de alta velocidade. Usando o TGV, TALGO e VIRGIN como comboios representativos de cada um dos tipos existentes, calcularam-se as forças modais e constatou-se que apenas no VIRGIN elas tomavam valores bastante elevados, enquanto que para os restantes comboios tomavam valores muito reduzidos, quase nulos, o que leva a que não haja amplificações muito significativas da resposta dinâmica e consequentemente o cancelamento da ressonância da estrutura.

# 5

## AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LOURENÇO

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita uma avaliação do comportamento estrutural da ponte de S. Lourenço com vista a verificar os limites estabelecidos pelas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2. A avaliação é dividida em três partes fundamentais:

- i) Segurança estrutural: verificam-se as consequências que as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário de alta velocidade podem trazer à ponte;
- ii) Segurança da via: verifica-se se o tráfego de alta velocidade provoca alguns fenómenos indesejáveis à via, entre eles a instabilização do balastro, a redução do contacto entre a roda e o carril, descarrilamento dos comboios por torção excessiva do tabuleiro, levantamento dos apoios, etc;
- iii) Conforto dos passageiros: avaliam-se se as acelerações ao nível das carruagens têm repercussões significativas no conforto dos passageiros.

Na primeira verificação foi efectuada uma comparação entre os resultados de uma análise estática dos comboios reais majorados pelo factor de amplificação dinâmica  $(1 + \phi' + 0,5\phi'')$ , uma análise estática com o modelo LM71 afectado do respectivo coeficiente de amplificação dinâmica  $(\Phi)$  e uma análise dinâmica.

Quanto à segurança da via foram verificados os estados limites de aceleração e deformação vertical máxima do tabuleiro, o levantamento de apoios e ainda a deformação longitudinal do tabuleiro.

Por fim, a análise de conforto dos passageiros foi efectuada através da metodologia simplificada preconizada pela EN1990-AnnexA2. Esta metodologia apenas é usada para pontes com secção constante, o que não é o caso. No entanto, visto a realização de análises com interacção ponte-comboio estar fora do âmbito do presente trabalho, os resultados obtidos através da metodologia simplificada devem ser encarados com alguma reserva.

## 5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Nesta secção é efectuada a verificação de segurança estrutural na ponte de S. Lourenço através da comparação das respostas estática e dinâmica. No fim desta secção, em 5.2.5, serão apresentados gráficos correspondentes às diferentes respostas, para os três comboios representativos já referidos (TGV, TALGO e VIRGIN) e ainda para o Alfa Pendular.

### 5.2.1. RESPOSTA DINÂMICA DOS COMBOIOS REAIS

A resposta dinâmica para todos os comboios reais em termos de deslocamentos ( $\delta_{dyn}$ ) foi já apresentada no Capítulo 4. O Quadro 5.1 resume as respostas máximas obtidas para essa análise.

Quadro 5.1: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise dinâmica ( $\delta_{dyn}$ )

Comboio	$\delta_{dyn}$ (cm)
TGV	0,957
EUROSTAR	0,801
THALYS2	0,949
TALGO	0,443
ICE2	3,058
ETR-Y-500	2,884
VIRGIN	2,926
Alfa Pendular	1,957

### 5.2.2. RESPOSTA ESTÁTICA DOS COMBOIOS REAIS

Foi efectuada a análise estática para a passagem dos comboios reais com o intuito de se comparar esta resposta com a resposta dinâmica. Os deslocamentos máximos do tabuleiro obtidos pela análise estática encontram-se apresentados no Quadro 5.2.

Quadro 5.2: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise estática ( $\delta_{sta}$ )

Comboio	$\delta_{sta}$ (cm)
TGV	0,326
EUROSTAR	0,333
THALYS2	0,326
TALGO	0,326
ICE2	0,307
ETR-Y-500	0,329
VIRGIN	0,317
Alfa Pendular	0,256



### 5.2.3. RESPOSTA ESTÁTICA DOS COMBOIOS REAIS AMPLIFICADA

O passo seguinte envolveu o cálculo do factor de amplificação dinâmica,  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$ , preconizado pela EN1991-2 para amplificar a resposta estática dos comboios reais. Este coeficiente é constituído por duas parcelas, sendo a primeira referente a uma via perfeita ( $\varphi'$ ) e a segunda referente às irregularidades da via ( $\varphi''$ ).

Para que se pudesse usar este tipo de análise, a frequência fundamental do primeiro modo de vibração vertical ( $n_0$ ) terá de estar no intervalo representado na Figura 2.9. Foi tomado um comprimento de deformação ( $L_\Phi$ ) igual a metade do vão do tabuleiro ( $L$ ), como propõe o Eurocódigo 2 para pontes em arco:

$$L_\Phi = \frac{L}{2} = 19,2\text{ m} \quad (5.1)$$

Posto isto, através da expressão (2.42) foi possível calcular-se o limite superior desta frequência ( $n_0^{\text{sup}}$ ):

$$n_0^{\text{sup}} = 94,76 \times 19,2^{-0,748} = 10,39\text{ Hz} \quad (5.2)$$

O limite inferior é dado pela expressão (2.43) e toma o seguinte valor:

$$n_0^{\text{inf}} = 23,58 \times 19,2^{-0,592} = 4,10\text{ Hz} \quad (5.3)$$

Assim, sendo a frequência experimental 4,49 Hz, esta encontra-se dentro do intervalo. No entanto, outro requisito para dispensar a análise dinâmica é de a velocidade de circulação ser inferior a 200 km/h, o que não acontece neste estudo. Posto isto, esta análise terá apenas carácter informativo com o objectivo de comparar esta análise com a análise dinâmica efectuada.

Considerando então as expressões (2.44) e (2.46) para o cálculo da parcela correspondente a uma via perfeita e da parcela que tem em conta as irregularidades da via, foi efectuada a análise para o mesmo intervalo de velocidades ( $v$ ) usado na análise dinâmica. A resposta máxima obtida nesta circunstância  $((1 + \varphi' + 0,5\varphi'') \cdot \delta_{sta})$  refere-se em todos os casos para a velocidade máxima (420 km/h) e encontra-se apresentada no Quadro 5.3.

Quadro 5.3: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pela análise estática majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica  $((1 + \phi' + 0,5\phi'').\delta_{sta})$

Comboio	$(1 + \phi' + 0,5\phi'').\delta_{sta} \text{ (cm)}$
TGV	2,270
EUROSTAR	2,318
THALYS2	2,271
TALGO	2,270
ICE2	2,138
ETR-Y-500	2,293
VIRGIN	2,211
Alfa Pendular	1,784

#### 5.2.4. RESPOSTA ESTÁTICA PARA O MODELO LM71

Começou por se calcular o coeficiente de amplificação dinâmica para um tipo de manutenção corrente,  $(\Phi_3)$ , a partir da expressão (2.40). O valor obtido, considerando mais uma vez um  $L_\phi$  de 19,2 m, foi:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{19,2 - 0,2}} + 0,73 = 1,247 \quad (5.4)$$

O passo seguinte foi o cálculo do deslocamento máximo vertical no tabuleiro devido à passagem do modelo de cargas LM71 ( $\delta_{LM71}$ ). A Figura 5.1 mostra a posição do LM71 para o qual se verifica a resposta estática máxima da ponte.

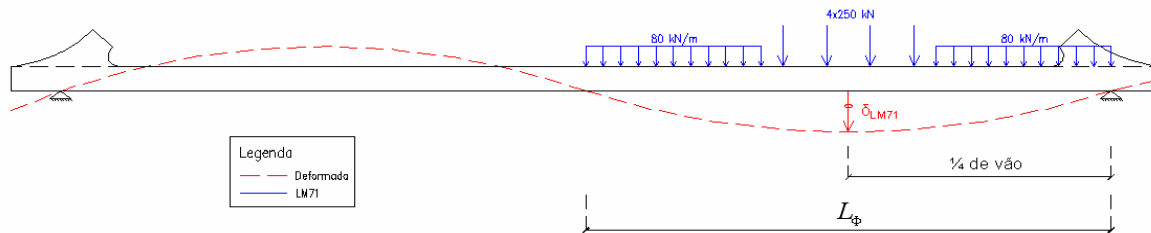


Figura 5.1: Posição do LM71 que conduz à resposta máxima em termos de deslocamento vertical ( $\delta_{LM71}$ )

A resposta estática para o LM71 ( $\delta_{LM71}$ ) foi então calculada pelo programa de cálculo ANSYS obtendo-se 1,06 cm. Multiplicando pelo coeficiente de amplificação dinâmica  $(\Phi_3)$ , o resultado foi:

$$\Phi_3.\delta_{LM71} = 1,247 \times 1,06 = 1,32 \text{ cm} \quad (5.5)$$

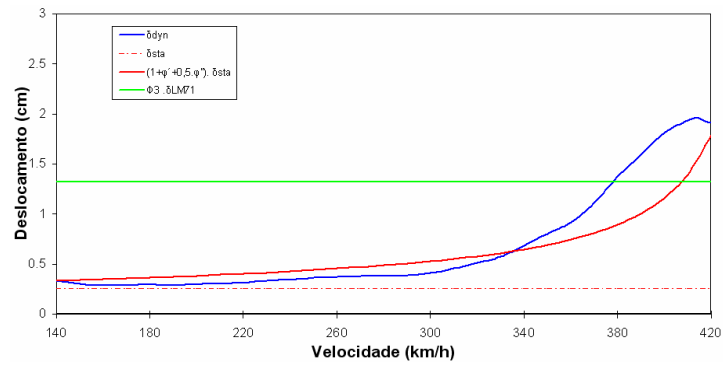
### 5.2.5. COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES EFECTUADAS

O Quadro 5.4 resume os deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pelos diferentes tipos de análise efectuadas.

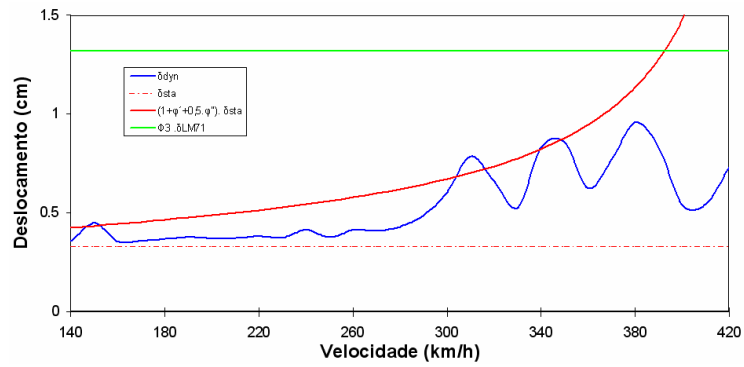
Quadro 5.4: Deslocamentos máximos verticais do tabuleiro obtidos pelos diferentes tipos de análise

$\delta(cm)$ Comboio	$\delta_{dyn}$	$\delta_{sta}$	$(1 + \varphi' + 0,5\varphi'').\delta_{sta}$	$\Phi_3.\delta_{LM71}$
TGV	0,957	0,326	2,270	1,320
EUROSTAR	0,801	0,333	2,318	
THALYS2	0,949	0,326	2,271	
TALGO	0,443	0,326	2,270	
ICE2	3,058	0,307	2,138	
ETR-Y-500	2,884	0,329	2,293	
VIRGIN	2,926	0,317	2,211	
Alfa Pendular	1,957	0,256	1,784	

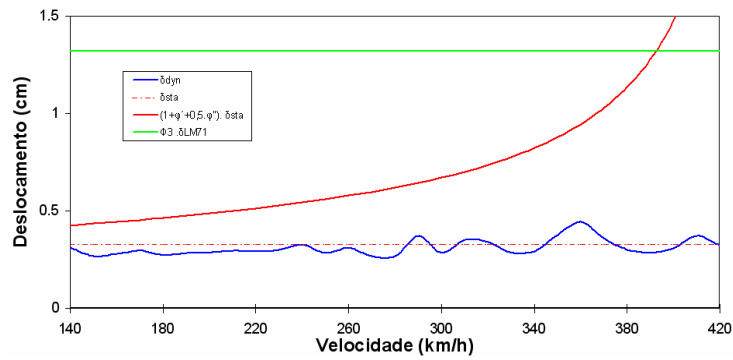
De seguida apresentam-se os resultados obtidos sob a forma de gráficos. Mostram-se apenas os gráficos relativos aos comboios representativos de cada tipo e ainda do Alfa Pendular. Estes gráficos encontram-se apresentados na Figura 5.2.



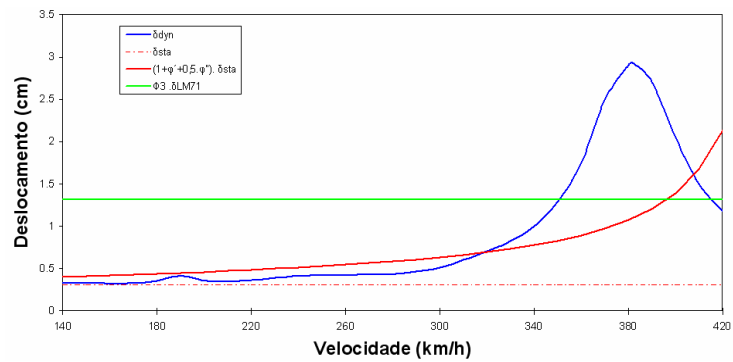
a) Alfa Pendular



b) TGV



c) TALGO-AVE2



d) VIRGIN

Figura 5.2: Comparação dos resultados obtidos pelas diferentes análises relativas ao deslocamento vertical a quarto de vão

A análise dos gráficos permite retirar algumas conclusões, tais como:

- i) Nos comboios convencionais, os resultados obtidos através da análise dinâmica são superiores aos da resposta estática majorada pelo factor de amplificação dinâmica  $(1 + \phi' + 0,5\phi'')$  para velocidades elevadas, superiores a 300 km/h. Para velocidades desta gama dão-se fenómenos de ressonância não cobertos pela análise estática;
- ii) Para os comboios articulados e regular, a análise estática majorada oferece resultados superiores aos da análise dinâmica, visto ter-se verificado o cancelamento da ressonância para este tipo de comboios;
- iii) Os resultados obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71, majorado do respectivo coeficiente de amplificação dinâmica  $(\Phi_3)$ , são no geral superiores aos das restantes análises, à excepção dos obtidos na análise dinâmica dos comboios convencionais para velocidades de ressonância.

### 5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA

Nesta secção pretende-se avaliar a resposta da ponte sob o ponto de vista de segurança da via. Serão verificados os seguintes estados limites, já referidos na secção 2.4.3 do Capítulo 2:

- i) Aceleração vertical do tabuleiro (5.4.1);
- ii) Deformação vertical do tabuleiro (5.4.2);
- iii) Levantamento dos apoios (5.4.3);
- iv) Deformação longitudinal do tabuleiro (5.4.4);

#### 5.3.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

A Figura 5.3 mostra a comparação entre o resultado das acelerações a quarto de vão (ponto mais desfavorável) e o limite máximo de  $3,5 \text{ m/s}^2$  preconizado pela norma EN1990-AnnexA2 para os comboios reais e HSLM-A. A observação da figura permite concluir que, para velocidades até 300 km/h, a ponte cumpre a norma referente a acelerações em vias balastradas.

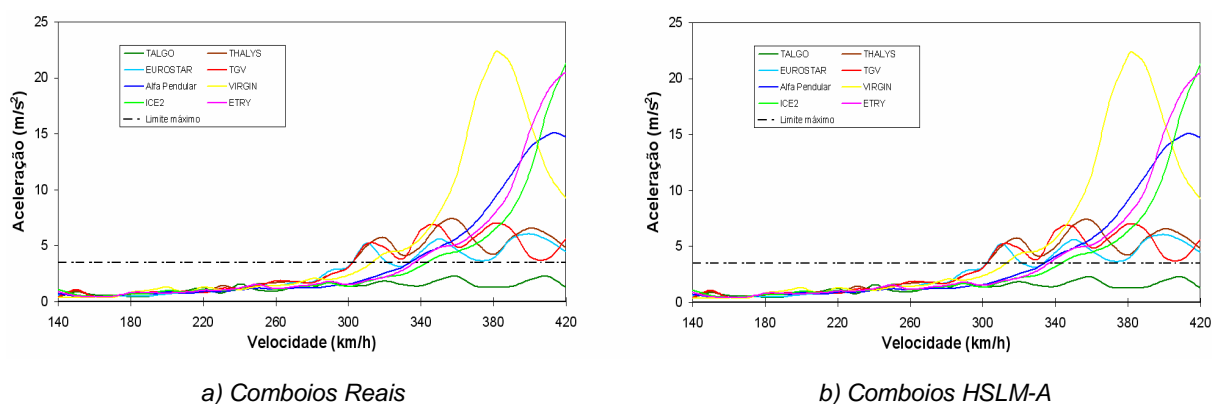


Figura 5.3: Comparação entre o limite máximo de acelerações com as acelerações obtidas na análise dinâmica para a passagem dos comboios reais e HSLM-A

O Quadro 5.5 indica as velocidades limite ( $v_{lim}$ ) de cada comboio real e HSLM-A para o qual se verifica ainda o cumprimento da norma.

Quadro 5.5: Velocidades limite ( $v_{lim}$ ) dos comboios reais para o cumprimento da norma EN1990-AnnexA2 referente à aceleração máxima vertical do tabuleiro

Comboio	$v_{lim} (km / h)$
TGV	300
EUROSTAR	300
THALYS2	300
TALGO	-
ICE2	340
ETR-Y-500	330
VIRGIN	310
Alfa Pendular	330
HSLM-A1	-
HSLM-A2	400
HSLM-A3	300
HSLM-A4	300
HSLM-A5	310
HSLM-A6	310
HSLM-A7	310
HSLM-A8	310
HSLM-A9	310
HSLM-A10	290

De um modo geral, o limite começa a deixar de ser cumprido para velocidades na ordem dos 300 km/h. De reter ainda que o comboio TALGO e HSLM-A1 são os únicos a cumprirem esta norma para toda a gama de velocidades analisadas.

### 5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

A deformação vertical máxima do tabuleiro provocada pelo modelo de cargas LM71 ( $\delta_{LM71}$ ) não deverá exceder o valor calculado através da expressão (2.48). O valor limite é igual a:

$$\delta_{LM71} \leq \frac{19,2}{600} \times 100 = 3,20 \text{ cm} \quad (5.6)$$

A aplicação deste modelo levou a um deslocamento máximo de 1,32 cm, já majorado pelo coeficiente de amplificação dinâmica, o que leva a que este limite seja cumprido.

### 5.3.3. LEVANTAMENTO DOS APOIOS

O levantamento dos apoios dá-se quando a actuação das forças correspondentes ao peso próprio da estrutura são inferiores às forças provocadas pela passagem dos comboios. Assim, foram calculadas as reacções devido à passagem de cada um dos comboios reais às velocidades que provocavam deslocamentos e acelerações máximas, referidas no Quadro 4.3 do capítulo anterior (foi estudado apenas um dos apoios, visto a estrutura ser praticamente simétrica e as reacções praticamente iguais nos quatro apoios). A Figura 5.4 mostra o registo das reacções no apoio devido à passagem do comboio Alfa Pendular e dos três comboios representativos (TGV, TALGO e VIRGIN). A figura mostra que os comboios convencionais causam um maior efeito no que diz respeito ao levantamento de apoios, como seria de esperar, visto estes comboios causarem efeitos ressonantes muito mais significativos que os restantes comboios.

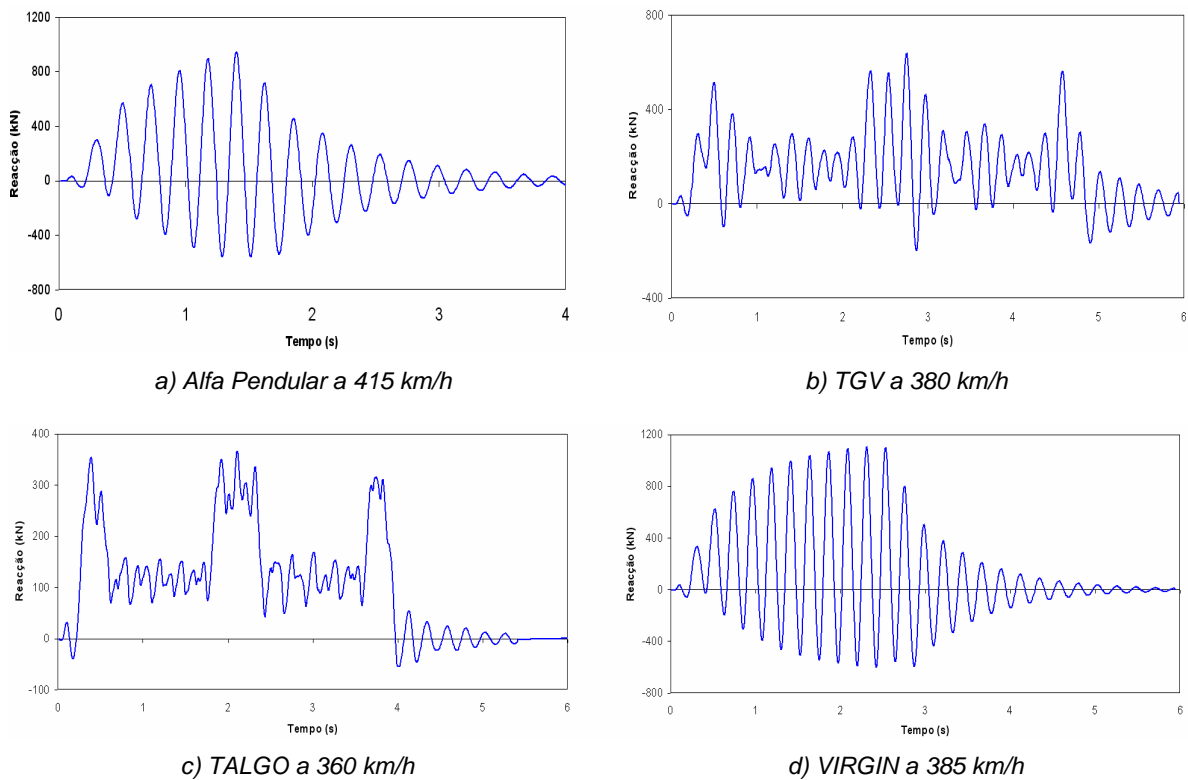


Figura 5.4: Registos da evolução da reacção de apoio para a passagem dos comboios reais

O Quadro 5.6 apresenta o cálculo final da reacção ( $R_d$ ) através da expressão (2.49), contemplando a parcela referente à passagem de todos os comboios reais ( $R_{comboio}$ ) e às cargas permanentes ( $R_G$ ). Note-se que os valores negativos correspondem às reacções que provocam o levantamento dos apoios.

Quadro 5.6: Reacção vertical do apoio provocada pela passagem dos comboios reais

Comboio	$R_{\text{comboio}} (kN)$	$R_G (kN)$	$R_d (kN)$
TGV	-198,25	1355	1156,75
EUROSTAR	-197,99	1355	1157,01
THALYS2	-195,02	1355	1159,98
TALGO	-54,04	1355	1300,96
ICE2	-638,15	1355	716,85
ETR-Y-500	-558,85	1355	796,15
VIRGIN	-600,80	1355	754,20
Alfa Pendular	-558,85	1355	796,15

A observação do quadro permite concluir que não se regista qualquer levantamento do apoio para a passagem dos comboios reais, apesar de se terem registado acelerações muito elevadas, da ordem dos  $20 \text{ m/s}^2$ . Tal se deve ao facto de no modo mobilizado, o antissimétrico, as forças de inércia ascendentes existentes em metade do tabuleiro, e responsáveis pelo levantamento, serem compensadas pelas forças de inércia descendentes da outra metade, evitando assim o levantamento dos apoios da ponte.

#### 5.3.4. DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO

A norma EN1991-2 exige o cumprimento de alguns limites no que diz respeito a deformação longitudinal do tabuleiro. No entanto, para a correcta avaliação desta deformação, seria necessário um modelo pormenorizado do encontro, de forma a poderem calcular-se com rigor as grandezas necessárias a esta verificação. Visto esse tipo de modelos estar fora do âmbito deste trabalho, optou-se por não se avaliar a deformação longitudinal do tabuleiro.

#### 5.4. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A última verificação consiste na avaliação do nível de conforto dos passageiros. Esta verificação tem como objectivo limitar as acelerações verticais ao nível das carruagens. Tal nível de aceleração é possível ser calculado apenas com base num modelo de interacção ponte-comboio, que não consta do âmbito do presente trabalho. No entanto, a norma EN1990-AnnexA2 propõe uma verificação simplificada com base nos deslocamentos máximos verticais obtidos para a passagem do LM71 e no vão da ponte. Esta verificação é apenas usada para pontes com comportamento de viga simplesmente apoiada ou contínuas com tramos que não apresentem variações significativas de rigidez e de massa e cujo comprimento seja inferior a 120 m. Sendo a ponte de S. Lourenço uma ponte que não obedece a todas as condições referidas, esta verificação toma contornos apenas indicativos, sendo que para efectuar uma análise rigorosa do conforto dos passageiros seria necessário desenvolver um modelo que contasse com a interacção ponte-comboio.

No caso particular da ponte de S. Lourenço, sendo ela em arco, considerou-se um comprimento de vão igual a metade do vão da ponte, isto é, 19,2 m. Teve-se ainda em consideração o facto do



número de tramos ser inferior a três, havendo assim a necessidade de se multiplicar os valores do gráfico representado na Figura 2.11 por 0,7.

Foram então calculados os máximos deslocamentos ( $\delta$ ) provocados pelo modelo de cargas LM71 e, calculando-se a relação  $L/\delta$ , obteve-se o gráfico da Figura 5.5. A observação da figura comprova que, segundo esta análise simplificada, o nível de conforto dos passageiros na ponte de S. Lourenço está num nível Muito Bom.

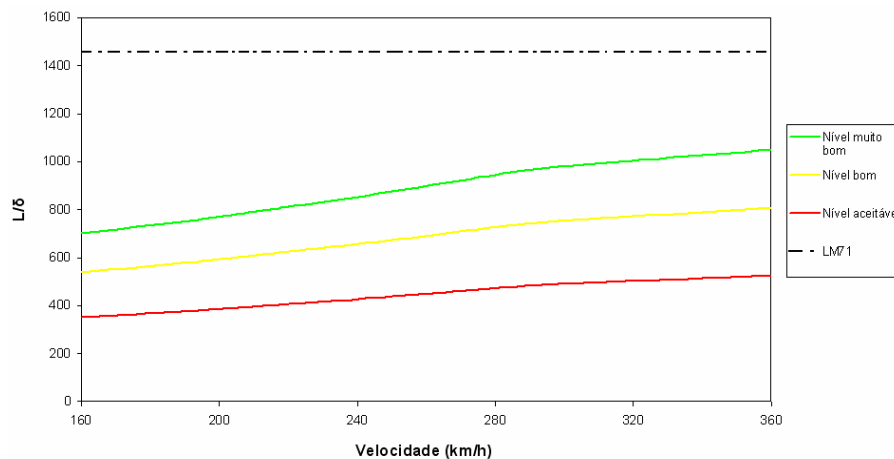


Figura 5.5: Verificação do nível de conforto dos passageiros para a ponte de S. Lourenço

## 5.5. CONCLUSÕES

Os resultados das análises dinâmicas foram avaliados sob o ponto de vista regulamentar no que diz respeito aos três seguintes aspectos:

- i) Segurança estrutural;
- ii) Segurança da via;
- iii) Conforto dos passageiros.

Do ponto de vista da segurança estrutural, concluiu-se que para os comboios convencionais, os resultados obtidos pela análise dinâmica foram superiores aos obtidos pela análise estática majorada pelo factor de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$  para velocidades superiores a 300 km/h. A partir destas velocidades começaram a verificar-se fenómenos de ressonância que não são contemplados pela análise estática.

Quanto aos comboios articulados e regular, os resultados obtidos através da análise estática, majorados pelo factor de amplificação dinâmica, foram superiores aos obtidos através da análise dinâmica, visto ter-se verificado o cancelamento da ressonância para este tipo de comboios.

Os resultados obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71, majorado do respectivo coeficiente de amplificação dinâmica  $(\Phi_3)$ , foram no geral superiores aos das restantes análises, à excepção dos obtidos na análise dinâmica dos comboios convencionais para velocidades de ressonância. Isto deveu-se ao facto deste modelo não estar preparado para avaliar efeitos de alta

velocidade, pois quando foi desenvolvido, na década de 70, a alta velocidade praticamente não existia. Concluiu-se, assim, que o modelo LM71 não é suficiente para avaliar os efeitos dinâmicos de pontes sujeitas a tráfego de alta velocidade que possa provocar ressonância na estrutura.

Quanto à segurança da via, foram avaliados os aspectos exigidos pela norma EN1991-2, que tratavam da aceleração e deformação vertical máxima do tabuleiro, levantamento dos apoios e ainda a deformação longitudinal do tabuleiro.

No que diz respeito à aceleração máxima ( $3,5 \text{ m/s}^2$  em vias balastradas), concluiu-se que o limite começava a ser ultrapassado, nos comboios reais, a partir de velocidades de circulação de 300 km/h e nos HSLM-A a partir dos 290 km/h.

Quanto à deformação vertical do tabuleiro, o limite proposto pelas normas também foi cumprido, sendo aproximadamente metade do valor máximo (a deformação foi de 1,32 cm não ultrapassando o valor máximo de 3,20 cm).

Não se verificou qualquer levantamento do apoio para a passagem dos comboios reais, apesar de se terem registado acelerações muito elevadas. Tal se deve ao facto de no modo mobilizado, o antissimétrico, as forças de inércia ascendentes existentes em metade do tabuleiro, e responsáveis pelo levantamento, serem compensadas pelas forças de inércia descendentes da outra metade, evitando assim o levantamento dos apoios da ponte. Ainda assim, os comboios convencionais provocaram reacções de levantamento bastante superiores à dos restantes comboios onde se tinha verificado o cancelamento dos efeitos de ressonância.

Por último, no que se refere estado limite de deformação longitudinal do tabuleiro, não foi possível obter-se uma conclusão, visto que seria necessário um modelo pormenorizado do encontro da ponte.

Fez-se ainda análise de conforto dos passageiros através do método simplificado preconizado pela EN1992-AnnexA2, que relaciona o máximo deslocamento do tabuleiro da ponte com o seu vão. Concluiu-se que a ponte cumpria este estado sempre com um nível de conforto Muito Bom. No entanto, tomou-se este estudo como meramente indicativo visto este método simplificado ser apenas fidedigno para pontes com secção constante e regular, o que não acontece na ponte em estudo visto ter um comportamento em arco. Teria de se fazer um estudo tendo em conta a interacção ponte-comboio, que já não faria parte do âmbito do presente trabalho.

## 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo da presente dissertação consistiu no estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em arco existente, a ponte de S. Lourenço, sob acção de tráfego de alta velocidade.

O tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h pode provocar a ressonância da estrutura e consequentemente efeitos dinâmicos muito amplificados. As regulamentações europeias EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 definem procedimentos a ter em conta no dimensionamento de estruturas e sua análise dinâmica. Estas normas têm ainda em consideração algumas verificações no que diz respeito à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

Para efeitos de dimensionamento, as pontes ferroviárias de alta velocidade devem ser dimensionadas tendo em conta os efeitos produzidos pelos modelos de carga “*High Speed Load Model*”, HSLM, que visam cobrir os efeitos dinâmicos de todos os comboios reais existentes de alta velocidade.

Uma das partes mais importantes desta dissertação teve a ver com a modelação numérica da ponte em estudo e posterior calibração do modelo. Foi efectuada uma campanha experimental que contou com dois ensaios distintos: um primeiro de vibração ambiental e um segundo de vibração sob tráfego ferroviário.

O ensaio de vibração ambiental teve como objectivo a obtenção de diversas propriedades dinâmicas da ponte, tal como as frequências próprias de vibração e a configuração dos respectivos modos de vibração. Concluiu-se com este ensaio que o primeiro modo vertical era o modo antissimétrico, devido ao facto da ponte ter um comportamento em arco, o que faz com que o primeiro modo não seja o modo de viga simplesmente apoiada. Foram ainda estudados o primeiro modo de torção e o terceiro modo de vibração vertical.

Quanto ao segundo ensaio, de vibração sob tráfego ferroviário, teve como objectivo principal a captação de registos de acelerações verticais do tabuleiro quando sujeito à acção de tráfego ferroviário. Instalando acelerómetros no tabuleiro, foi medida a evolução das acelerações verticais do tabuleiro ao longo do tempo para diversos comboios. Um dos registos, relativo à passagem do comboio Alfa Pendular a 155 km/h, foi usado para validar o modelo numérico. Este ensaio possibilitou ainda a determinação do coeficiente de amortecimento da ponte para os diversos modos.

A modelação da ponte de S. Lourenço foi efectuada com recurso ao programa de cálculo comercial ANSYS e teve em conta dois tipos de elementos estruturais para a modelação do tabuleiro. Foi desenvolvida uma primeira modelação com elementos de volume de oito nós com o intuito de

calibrar o modelo de acordo com as frequências e modos de vibração medidos experimentalmente. A segunda modelação foi através de um modelo mais simples, com elementos de casca a simular o tabuleiro, o que permitiu uma análise dinâmica cerca de vinte vezes mais rápida. Este modelo foi calibrado tendo em conta os resultados obtidos no primeiro modelo e os resultados experimentais

A modelação foi, então, desenvolvida inicialmente com um modelo de volumes. Após concluído o modelo e calculadas as frequências numéricas, constatou-se que os seus valores eram um pouco discrepantes dos valores obtidos experimentalmente. Desenvolveu-se, então, um processo de calibração que foi evoluindo até se atingirem os resultados pretendidos. Os passos desta calibração foram os seguintes:

- i) Análise modal: nesta fase foi efectuada uma análise modal tendo em visto o cálculo das frequências numéricas para serem posteriormente comparadas com as experimentais;
- ii) Inclusão da via: a modelação inicial não apresentou os resultados desejados a nível de frequências o que levou a iniciar-se um processo de calibração. Foi instalada a via no modelo numérico o que melhorou os resultados;
- iii) Análise paramétrica do módulo de elasticidade do betão e do balastro: a bibliografia existente refere a dispersão dos valores de algumas grandezas. Foi aqui estudado a possível variação dos módulos de elasticidade do betão e do balastro através da avaliação de uma função de erro. Esta análise acabou por ser um pouco inconclusiva, visto o par de valores que conduziu a um menor erro ter sido o par em que os dois parâmetros apresentavam variação máxima, não se conseguindo assim concluir que este seria o ponto ideal pois o mínimo da função de erro não se encontrava num ponto interior do domínio. No entanto, foram recolhidas informações importantes, como a fraca influência do modo de elasticidade do balastro nas frequências da estrutura ao contrário do do betão, em que a alteração do seu módulo de elasticidade levou a uma alteração significativa das frequências numéricas;
- iv) Modelação dos apoios flexíveis: nesta fase tentou ter-se uma ideia da influência que a consideração da flexibilidade dos apoios poderia ter nos resultados finais. Este parâmetro revelou-se muito importante visto controlar de uma forma praticamente independente o segundo modo vertical de vibração que até aqui apresentava valores de frequência afastados da realidade. Assim, foi possível acertar este modo mantendo os outros praticamente constantes;
- v) Análise paramétrica da massa total da estrutura, do módulo de elasticidade do betão e do módulo de elasticidade da borracha dos apoios: a norma espanhola refere que a massa do betão e do balastro pode variar consoante o grau de conservação destes dois materiais. Isto permitiu incluir um novo parâmetro, a massa total da estrutura, na análise de sensibilidade. Foi ainda estudada de novo a possível variação do módulo de elasticidade do betão tendo em conta as possíveis tolerâncias geométricas preconizadas pela norma portuguesa NP ENV 13670-1. Esta norma refere que a má colocação das cofragens pode conduzir a pequenos erros de betonagem e propõe tolerâncias para este tipo de erros. A possível alteração da secção leva a uma alteração na massa do tabuleiro e na sua inércia, alteração essa incluída no módulo de elasticidade do betão. Foi ainda estudado a variação do módulo de elasticidade da borracha presente nos aparelhos de apoio, visto ser um parâmetro com uma gama de variabilidade muito grande, podendo ir dos 10 MPa aos 100 MPa.

Após esta análise de calibração foi encontrado o ponto óptimo obtendo-se um módulo de elasticidade do betão de 43 GPa, um peso volúmico do balastro de  $16,45 \text{ kN/m}^3$ , um peso volúmico do betão de  $21,36 \text{ kg/m}^3$  e um módulo de elasticidade da borracha de 30 MPa.

De seguida, o modelo foi validado através da simulação da passagem do comboio Alfa Pendular a 155 km/h e comparou-se com o registo experimental obtido durante o ensaio de vibração sob tráfego ferroviário, o que resultou numa concordância bastante aceitável. Apenas se verificaram umas ligeiras diferenças, que foram justificadas pelo facto de não se ter usado a interação ponte-comboio nos cálculos por via numérica.

Após a calibração do modelo numérico, desenvolveu-se um segundo modelo, com base nos resultados do primeiro e nos resultados experimentais, com recurso a elementos de casca. Esta segunda modelação foi feita com o intuito de diminuir o tempo utilizado nas análises dinâmicas. Usando os valores dos diversos parâmetros obtidos com a calibração do modelo de volumes, a modelação com elementos de casca revelou-se bastante concordante com os resultados experimentais, tanto a nível de frequências como a nível de acelerações. Comparando os dois modelos concluiu-se que existia uma excelente concordância, validando assim o modelo com elementos de casca.

Este segundo modelo possibilitou a realização das análises dinâmicas de uma forma muito mais rápida. Foi efectuada uma comparação do tempo gasto para a obtenção do registo do Alfa Pendular a 155 km/h (usado para a validação dos modelos) em ambos os modelos, concluindo-se que o tempo gasto no modelo de volumes era cerca de vinte vezes superior ao gasto durante a análise com o modelo de casca.

O próximo passo foi a realização da análise dinâmica. Este tipo de análises pode ser feito adoptando metodologias analíticas, numéricas, simplificadas e empíricas. Na presente dissertação foi adoptada uma metodologia numérica com recurso a cargas móveis usando o método da sobreposição modal para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Esta análise foi efectuada para a passagem dos sete comboios de alta velocidade que circulam na rede europeia (TGV, EUROSTAR, THALYS2, VIRGIN, ICE1, ETR-Y e TALGO), do Alfa Pendular e ainda para os dez comboios do modelo HSLM-A (A1 a A10).

Optou-se por estudar a aceleração e deslocamento vertical em quatro pontos da estrutura situados sob um dos carris: o extremo da consola e os pontos a quarto de vão, a terço de vão e ainda a meio vão. Deu-se especial atenção às velocidades que provocam ressonância na ponte, visto ser um fenómeno que pode provocar danos consideráveis na estrutura.

Concluiu-se com a análise dinâmica que o primeiro modo vertical (antissimétrico) é o modo que mais influencia a resposta dinâmica da estrutura, visto os resultados a nível de deslocamentos e acelerações, no quarto de vão e terço de vão do tabuleiro apresentarem valores significativamente maiores que nos restantes pontos. Este tipo de comportamento é típico em pontes em arco, como o caso da de S. Lourenço. Foram ainda traçados gráficos FFT que também provaram a maior influência do primeiro modo na resposta dinâmica da estrutura.

As análises dinâmicas forneceram ainda informações importantes sob o ponto de vista dos fenómenos ressonantes. Constatou-se que apenas os comboios convencionais (VIRGIN, ICE2, ETR-Y e Alfa Pendular) provocavam na estrutura efeitos importantes, visto que os restantes comboios, os articulados e o TALGO, não produziam qualquer tipo de picos acentuados de acelerações ou deslocamento. O estudo deste facto levou à conclusão que a geometria da ponte, tendo o seu vão o dobro do comprimento da distância entre eixos dos comboios articulados, proporcionava o cancelamento dos fenómenos ressonantes.

No caso dos comboios HSLM-A, verificou-se o mesmo fenómeno, sendo que para os primeiros três comboios (A1 a A3) não se verificou nenhum pico de ressonância muito acentuado, visto a distância entre eixos ser próxima dos 15 m, muito semelhante à dos comboios articulados e regular. A

partir do HSLM-A4 começaram a verificar-se picos mais acentuados, principalmente para velocidades superiores a 300 km/h.

Quanto às envolventes dos registos máximos de deslocamentos e acelerações, a envolvente provocada pela passagem dos comboios HSLM-A cobre a dos comboios reais. Em termos de configuração, elas são muito semelhantes para velocidades até 300 km/h, sendo que a partir daí, começa a notar-se uma maior diferença (no terço e quarto de vão chegam a atingir diferenças da ordem dos  $10 \text{ m/s}^2$ ) para as velocidades onde se registaram picos significativos de ressonância.

Procedeu-se, então, ao estudo das forças modais provocadas pela passagem dos três tipos de comboio. Utilizando o TGV, o TALGO e o VIRGIN, representantes dos três tipos de comboio, calcularam-se as forças modais e constatou-se que apenas para o VIRGIN as forças tomavam valores elevados, enquanto que nos restantes as forças modais tomavam valores muito constantes e próximos de zero, isto é, não provocavam grandes amplificações dinâmicas. Isto provou o fenómeno de cancelamento da ressonância, o que levou a concluir-se que a geometria da ponte de S. Lourenço contribuiu para a diminuição das vibrações provocadas por comboios que possuam uma distância entre eixos semelhante à dos comboios articulados e regular.

Por fim foi avaliado o comportamento estrutural da ponte de S. Lourenço. As normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 preconizam a verificação de certos estados limites, que se dividem em três categorias principais: segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

A verificação da segurança estrutural levou a concluir-se que os resultados obtidos pela análise dinâmica foram superiores aos obtidos pela análise estática majorada pelo factor de amplificação dinâmica  $(1 + \varphi' + 0,5\varphi'')$  para velocidades superiores a 300 km/h. A partir destas velocidades começou a verificar-se fenómenos de ressonância que não são contemplados pela análise estática.

Para os comboios articulados e regular, os resultados obtidos através da análise estática, majorados pelo factor de amplificação dinâmica, foram superiores aos obtidos através da análise dinâmica, visto ter-se verificado o cancelamento da ressonância para este tipo de comboios.

Quanto ao modelo de cargas LM71, majorado do respectivo coeficiente de amplificação dinâmica  $(\Phi_3)$ , os resultados foram, no geral, superiores aos das restantes análises, à excepção dos obtidos na análise dinâmica dos comboios convencionais para velocidades de ressonância. Isto deveu-se ao facto deste modelo não estar preparado para avaliar efeitos de alta velocidade, pois quando foi desenvolvido, na década de 70 não existiam comboios de alta velocidade suficientemente longos para causar estes fenómenos. Concluiu-se, assim, que o modelo LM71 não é suficiente para avaliar os efeitos dinâmicos de pontes sujeitas a tráfego de alta velocidade que possa provocar ressonância na estrutura.

No que se refere à segurança da via foram avaliados os aspectos exigidos pela norma EN1991-2 relativos à aceleração e deformação vertical máxima do tabuleiro, levantamento dos apoios e ainda a deformação longitudinal do tabuleiro.

Do ponto de vista da aceleração vertical máxima do tabuleiro ( $3,5 \text{ m/s}^2$  em vias balastradas), concluiu-se que o limite é ultrapassado, nos comboios reais, a partir de velocidades de circulação de 300 km/h e nos HSLM-A a partir dos 290 km/h.

Quanto à deformação vertical do tabuleiro, o limite proposto pelas normas também foi cumprido, sendo aproximadamente metade do valor máximo (a deformação foi de 1,32 cm não ultrapassando o valor máximo de 3,20 cm).

Não se verificou levantamento do apoio para a passagem dos comboios reais, apesar de se terem registado acelerações muito elevadas. Tal se deve ao facto de no modo mobilizado, o antissimétrico, as forças de inércia ascendentes existentes em metade do tabuleiro, e responsáveis pelo levantamento, serem compensadas pelas forças de inércia descendentes da outra metade, evitando assim o levantamento dos apoios da ponte. Ainda assim, os comboios convencionais provocaram reacções de levantamento bastante superiores à dos restantes comboios onde se tinha verificado o cancelamento dos efeitos de ressonância.

Por último, no que se refere estado limite de deformação longitudinal do tabuleiro, não foi possível obter-se uma conclusão, visto que seria necessário um modelo pormenorizado do encontro da ponte.

Fez-se ainda uma análise do conforto dos passageiros através do método simplificado preconizado pela EN1992-AnnexA2. Concluiu-se que a ponte cumpria este estado sempre com um nível de conforto Muito Bom. No entanto tomou-se este estudo como meramente indicativo, visto este método simplificado ser apenas aplicável para pontes com secção constante e regular, o que não acontece na ponte em estudo, visto ter um comportamento em arco. Teria de fazer-se um estudo tendo em conta a interacção ponte-comboio, estudo esse que está fora do âmbito do presente trabalho.

## **6.2. PERSPECTIVAS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros:

- i) Os programas desenvolvidos para a realização das análises dinâmicas através da metodologia de cargas móveis são susceptíveis de melhoramentos. Foram desenvolvidos pelo grupo de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil das FEUP novas rotinas em APDL que permitem fazer a análise dinâmica em menos tempo, sem ser necessário o cálculo de matrizes de forças nodais equivalentes. Essas rotinas foram desenvolvidas já no final da presente dissertação, pelo que foram usadas apenas nas últimas análises dinâmicas.
- ii) A modelação da ponte de S. Lourenço foi desenvolvida tendo em conta ensaios experimentais para a determinação de algumas grandezas do ponto de vista dinâmico. No entanto, era de especial interesse a realização de novos ensaios para a determinação de outras grandezas, como por exemplo a determinação exacta da rigidez dos apoios através de ensaios de carga;
- iii) No presente trabalho, foi realizado um processo de calibração do modelo numérico com base nalguns parâmetros considerados importantes para a caracterização do modelo. No entanto, esta calibração foi realizada de uma forma manual, podendo-se no futuro desenvolver um algoritmo matemático que consiga identificar, com maior rigor e de uma forma automática, os pontos óptimos referentes a cada análise paramétrica. A programação de um algoritmo deste tipo possibilitaria ainda a realização de novas análises paramétricas com mais parâmetros de que os usados neste trabalho;
- iv) É também de grande interesse o desenvolvimento de uma análise dinâmica através de uma metodologia ponte-comboio, tanto para a avaliação dos diversos registos a nível do tabuleiro (acelerações e deslocamentos) como para a avaliação ao nível das carruagens para a correcta determinação do nível de conforto dos passageiros;

- v) Além da verificação de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros, as normas preconizam ainda uma verificação ao estado de fadiga. Os ciclos repetitivos de força a que a ponte fica sujeita com a passagem de tráfego de alta velocidade pode provocar danos substanciais à estrutura. É de grande interesse o desenvolvimento futuro de uma metodologia de verificação do estado limite de fadiga.







## BIBLIOGRAFIA

- [1] [http://news.bbc.co.uk/2/hi/uk\\_news/6978427.stm](http://news.bbc.co.uk/2/hi/uk_news/6978427.stm), 3 de Dezembro, 2007.
- [2] [http://www.rmtbristol.org.uk/2007/07/europes\\_railways\\_a\\_highspeed\\_r.html](http://www.rmtbristol.org.uk/2007/07/europes_railways_a_highspeed_r.html), 3 de Dezembro, 2007.
- [3] XIX Cimeira LUSO-ESPANHOLA, “*Memorando de Entendimento*”, Figueira da Foz, Novembro de 2003.
- [4] [http://www.rave.pt/ligacoes/mapas\\_p\\_iberica.htm](http://www.rave.pt/ligacoes/mapas_p_iberica.htm), 3 de Dezembro, 2007.
- [5] XXI Cimeira LUSO-ESPANHOLA, “*Memorando de Entendimento*”, Évora, Novembro de 2005.
- [6] Barbero, J., Goicolea, J. e Goicoechea, J. “*Valoración de efectos dinámicos en puentes de ferrocarril: La resonancia en línea de alta velocidad*”, Revista de Obras Públicas, Dezembro de 2002, 39-50, Colégio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid.
- [7] Ribeiro, D. “*Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego de Alta Velocidade*”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2004.
- [8] Calçada, R. “*Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1995.
- [9] Goicolea, J., Gabaldón, F., Barbero, J. e Navarro, J. “*Dynamic loads in new engineering codes for railway bridges in Europe and Spain*”, Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto, 2004.
- [10] Zacher, M. e Baebler, M. “*Dynamic Behaviour of Ballast on Railway Bridges*”, Workshop: Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- [11] Frýba, L. e Fischer, C. “*Number of Stress Cycles in Bridges Due to High Speed Trains*”, Conference of Structures for high-speed railway transportation, IABSE, Antwerp, 2003.

- [12] Goicolea, J. "*Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril. Repercusión sobre la Normativa y el Proyecto*", 3er Encuentro Anual sobre Puentes, IIR, Madrid, 2006.
- [13] Albuquerque, C., Andrade, A., Gandarela A. "*Estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em arco para diferentes cenários de tráfego de alta velocidade*", Disciplina de Seminário de Estruturas do 5º ano da Licenciatura em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2007.
- [14] Cruz, S. "*Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade*", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1994.
- [15] Goicolea, J., Gabaldón, F., Barbero, J. e Navarro, J. "*Nuevos métodos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo I*", Revista de Obras Públicas, Junho de 2004, 39-46, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid.
- [16] <http://en.wikipedia.org/wiki/Shinkansen>, 7 de Dezembro, 2007.
- [17] [http://en.wikipedia.org/wiki/Taiwan\\_High\\_Speed\\_Rail](http://en.wikipedia.org/wiki/Taiwan_High_Speed_Rail), 7 de Dezembro, 2007.
- [18] [http://en.wikipedia.org/wiki/Korea\\_Train\\_Express](http://en.wikipedia.org/wiki/Korea_Train_Express), 7 de Dezembro, 2007.
- [19] Frýba, L. "*Dynamics of railway bridges*", Thomas Telford, Prague, 1996.
- [20] Neves, S., Azevedo, A. e Calçada, R. "*Development of an efficient finite element model for the dynamic analysis of the train-bridge interaction*", 7th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), Southampton, 2008.
- [21] Azevedo, A., Barros, J., Sena-Cruz, J.M. e Ventura-Gouveia, A. "*Educational software for the design of structures*", Proceedings of the III Engineering Luso-Mozambican Congress. Maputo, Mozambique, 2003.
- [22] Azevedo, A., Neves, S. e Calçada, R. "*Dynamic analysis of the vehicle-structure interaction: a direct and efficient computer implementation*", Proceedings of CMNE 2007 - Congress on Numerical Methods in Engineering and XXVIII CILAMCE - Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, FEUP, Porto, 2007.
- [23] Clough, R. e Penzien, J. "*Dynamic of Structures*", McGraw-Hill Book Company, New York, 1979.

- [24] Frýba, L. "A rough assessment of railway bridges for high speed trains ", Engineering Structures n°23, 2001.
- [25] Barbero, J. "Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia", Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2001.
- [26] Carnerero, A. "Comportamento dinâmico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados com elementos transversales a la dirección de la vía", Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.
- [27] EN1991-2, "Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.
- [28] EN1990-AnnexA2, "Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)", European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels, 2005.
- [29] Ribeiro, D., Almeida, P., Calçada, R. e Delgado, R. "Experimental analysis and model updating of a bowstring arch railway bridge", 7th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), Southampton, 2008.
- [30] Magalhães, F. "Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2003.
- [31] EN1992-1-1, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
- [32] Ribeiro, D., Calçada, R. e Delgado "Calibração experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária de São Lourenço", 6º Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto, 2007.
- [33] Simões, R., Calçada, R. e Delgado, R. "Track-Bridge interaction in railway lines: numerical modelling and application", Workshop: Track-Bridge interaction on High-Speed Railways, FEUP, Porto, 2007.
- [34] Chellini, G. e Salvatore, W. "Updated models for steel-concrete composite HS railway bridges", Experimental vibration analysis for civil engineering structures (EVACES), Porto, 2007.

- [35] Santos, L. “*Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*”, Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2001.
- [36] Zabel, V., Brehm, M. e Bucher, C. “*Seasonal changes of the dynamics of railway bridges with steel girders embedded in concrete*”, Experimental vibration analysis for civil engineering structures (EVACES), Porto, 2007.
- [37] <http://www.alga.it/>, 20 de Dezembro, 2007.
- [38] Marioni, A. “*Bearing Systems for High Speed Railway Bridges*”, Sixth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, Halifax, Canada, September 2006.
- [39] <http://www.lenntech.com/teflon.htm>, 20 de Novembro, 2007.
- [40] [http://www.engineeringtoolbox.com/young-modulus-d\\_417.html](http://www.engineeringtoolbox.com/young-modulus-d_417.html), 20 de Novembro, 2007.
- [41] Rinde, J. “*Poisson's ratio for rigid plastic foams*”, J. Applied Polymer Science, 14, 1913-1926, 1970.
- [42] Pinto, J. “*Dinâmica de Pontes em Viga Caixa em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2007.
- [43] Requejo, P. e Sanguino, M. “*Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure*”, Workshop: Track-Bridge interaction on High-Speed Railways, FEUP, Porto, 2007.







# A1

**Código em APDL das matrizes de  
forças nodais equivalentes usadas  
na metodologia de cargas móveis**

**! A matriz “Coordenadas\_comboio” contém a informação sobre a posição dos eixos de cada comboio. A título de exemplo apresenta-se neste anexo apenas a coluna referente ao Alfa-Pendular e ao TGV, primeira e segunda coluna respectivamente. No código utilizado esta matriz tem 18 colunas, correspondentes aos oito comboios reais aos comboios HSLM-A (A1 a A10).**

Coordenadas_comboio(1,1)	=	0	,	0
Coordenadas_comboio(1,2)	=	-2.7	,	-3
Coordenadas_comboio(1,3)	=	-19	,	-14
Coordenadas_comboio(1,4)	=	-21.7	,	-17
Coordenadas_comboio(1,5)	=	-25.9	,	-20.275
Coordenadas_comboio(1,6)	=	-28.6	,	-23.275
Coordenadas_comboio(1,7)	=	-44.9	,	-38.975
Coordenadas_comboio(1,8)	=	-47.6	,	-41.975
Coordenadas_comboio(1,9)	=	-51.8	,	-57.675
Coordenadas_comboio(1,10)	=	-54.5	,	-60.675
Coordenadas_comboio(1,11)	=	-70.8	,	-76.375
Coordenadas_comboio(1,12)	=	-73.5	,	-79.375
Coordenadas_comboio(1,13)	=	-77.7	,	-95.075
Coordenadas_comboio(1,14)	=	-80.4	,	-98.075
Coordenadas_comboio(1,15)	=	-96.7	,	-113.775
Coordenadas_comboio(1,16)	=	-99.4	,	-116.775
Coordenadas_comboio(1,17)	=	-103.6	,	-132.475
Coordenadas_comboio(1,18)	=	-106.3	,	-135.475
Coordenadas_comboio(1,19)	=	-122.6	,	-151.175
Coordenadas_comboio(1,20)	=	-125.3	,	-154.175
Coordenadas_comboio(1,21)	=	-129.5	,	-169.875
Coordenadas_comboio(1,22)	=	-132.5	,	-172.875
Coordenadas_comboio(1,23)	=	-148.5	,	-188.575
Coordenadas_comboio(1,24)	=	-151.2	,	-191.575
Coordenadas_comboio(1,25)	=	0	,	-207.275
Coordenadas_comboio(1,26)	=	0	,	-210.275
Coordenadas_comboio(1,27)	=	0	,	-213.55
Coordenadas_comboio(1,28)	=	0	,	-216.55
Coordenadas_comboio(1,29)	=	0	,	-227.55
Coordenadas_comboio(1,30)	=	0	,	-230.55
Coordenadas_comboio(1,31)	=	0	,	-237.59
Coordenadas_comboio(1,32)	=	0	,	-240.59
Coordenadas_comboio(1,33)	=	0	,	-251.59
Coordenadas_comboio(1,34)	=	0	,	-254.59
Coordenadas_comboio(1,35)	=	0	,	-257.865
Coordenadas_comboio(1,36)	=	0	,	-260.865
Coordenadas_comboio(1,37)	=	0	,	-276.565
Coordenadas_comboio(1,38)	=	0	,	-279.565
Coordenadas_comboio(1,39)	=	0	,	-295.265
Coordenadas_comboio(1,40)	=	0	,	-298.265
Coordenadas_comboio(1,41)	=	0	,	-313.965
Coordenadas_comboio(1,42)	=	0	,	-316.965
Coordenadas_comboio(1,43)	=	0	,	-332.665
Coordenadas_comboio(1,44)	=	0	,	-335.665
Coordenadas_comboio(1,45)	=	0	,	-351.365
Coordenadas_comboio(1,46)	=	0	,	-354.365
Coordenadas_comboio(1,47)	=	0	,	-370.065
Coordenadas_comboio(1,48)	=	0	,	-373.065
Coordenadas_comboio(1,49)	=	0	,	-388.765
Coordenadas_comboio(1,50)	=	0	,	-391.765
Coordenadas_comboio(1,51)	=	0	,	-407.465
Coordenadas_comboio(1,52)	=	0	,	-410.465
Coordenadas_comboio(1,53)	=	0	,	-426.165
Coordenadas_comboio(1,54)	=	0	,	-429.165
Coordenadas_comboio(1,55)	=	0	,	-444.865
Coordenadas_comboio(1,56)	=	0	,	-447.865
Coordenadas_comboio(1,57)	=	0	,	-451.14
Coordenadas_comboio(1,58)	=	0	,	-454.14
Coordenadas_comboio(1,59)	=	0	,	-465.14
Coordenadas_comboio(1,60)	=	0	,	-468.14
Coordenadas_comboio(1,61)	=	24	,	60
Coordenadas_comboio(1,62)	=	151.2	,	468.14

**! A matriz “Cargas\_comboio” contém a informação sobre as cargas dos eixos de cada comboio. A título de exemplo apresenta-se neste anexo apenas a coluna referente ao Alfa-Pendular e ao TGV, primeira e segunda coluna respectivamente. No código utilizado esta matriz tem 18 colunas, correspondentes aos oito comboios reais aos comboios HSLM-A (A1 a A10).**

Cargas_comboio(1,1) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,2) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,3) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,4) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,5) =	132800.00	,	163000
Cargas_comboio(1,6) =	132800.00	,	163000
Cargas_comboio(1,7) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,8) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,9) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,10) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,11) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,12) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,13) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,14) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,15) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,16) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,17) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,18) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,19) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,20) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,21) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,22) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,23) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,24) =	132800.00	,	170000
Cargas_comboio(1,25) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,26) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,27) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,28) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,29) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,30) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,31) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,32) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,33) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,34) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,35) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,36) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,37) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,38) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,39) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,40) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,41) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,42) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,43) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,44) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,45) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,46) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,47) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,48) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,49) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,50) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,51) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,52) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,53) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,54) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,55) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,56) =	0	,	163000
Cargas_comboio(1,57) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,58) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,59) =	0	,	170000
Cargas_comboio(1,60) =	0	,	170000

### ! Informação sobre algumas constantes importantes

/prep7

Xmin = “coordenada inicial da ponte”

Xmax = “coordenada final da ponte”

Espacamento = “espaçamento entre travessas”

L\_ponte = Xmax - Xmin

Numero\_nos = “número de travessas”

Step = “Valor de cada passo de integração”

Comboio = “número da coluna correspondente ao comboio a calcular”

### ! Cálculo das coordenadas dos nós

\*DIM,Coordenadas\_nos,,1,Numero\_nos *! Define as coordenadas longitudinais dos nós*

\*DO, X, 1, Numero\_nos, 1

Coordenadas\_nos(1,X) = Xmin + (X-1) \* Espacamento

\*ENDDO

Coordenadas\_nos(1,Numero\_nos)=Xmax *! Define a coordenada do último nó*

### ! Cálculo do comprimento do comboio

L\_Comboio = Coordenadas\_comboio(comboio,62) *! Define o comprimento do comboio como sendo a linha 62 da matriz “Coordenadas\_comboio”*

### ! Cálculo do número de passos de integração necessários

\*DO, velocidade, 140, 420, 10 *! Ciclo que faz correr todas as velocidades*

distancia=L\_Comboio+L\_ponte *! Define a distância percorrida por cada comboio*

TP=(distancia/(Velocidade/3.6)) *! Define o tempo de passagem de cada comboio*

Numero\_steps=NINT(TP/Step)+1 *! Define o número de passos de integração*

### ! Formação da matriz de forças nodais equivalentes “Comboio\_velocidade”

\*DIM, Comboio\_%velocidade%kmh,, Numero\_steps, Numero\_nos+1

\*DO, X, 1, Numero\_steps, 1

Tempo\_decorrido=(X-1)\*Step *! Define o tempo decorrido até cada passo*

Comboio\_%velocidade%kmh(X,1)=Tempo\_decorrido *! Define a 1ª coluna da matriz*

### ! Ciclo para o cálculo das forças nodais equivalentes em cada nó para cada instante

\*DO ,Z, 1, Numero\_nos *! Faz-se correr todos os nós do caminho de cargas*

\*DO,Y,1,Coordenadas\_comboio(comboio,61) *! Faz-se correr todos os eixos do comboio escolhido*

Posicao=Coordenadas\_comboio(comboio,Y)+Velocidade/3.6\*Tempo\_decorrido

*! Depois de calculada a posição da força averigua-se o valor correspondente da função de forma*

```
*IF,Posicao,GE,(Coordenadas_nos(1,Z)),AND,Posicao,LE,(Coordenadas_nos(1,Z)+Espacamento),THEN
    Forca=(Espacamento-(Posicao-Coordenadas_nos(1,Z)))/(Espacamento)
* ELSEIF,Posicao,GE,(Coordenadas_nos(1,Z)-Espacamento),AND,Posicao,LE,(Coordenadas_nos(1, Z)),THEN
    Forca=(Espacamento-(Coordenadas_nos(1,Z)-Posicao))/(Espacamento)
*ELSE
    Forca=0
*ENDIF

Comboio_%velocidade%kmh(X,Z+1)=Comboio_%velocidade%kmh(X,Z+1)+Forca*Cargas_comboio(comboio,Y)

*ENDDO
*ENDDO

*ENDDO

PARSAV,ALL,Comboio_%velocidade%kmh,, ! Salva a matriz num ficheiro para uso posterior

*DEL,,11 ! Apaga o parâmetro correspondente à matriz

*ENDDO ! Fecha o ciclo das velocidades e recomeça o cálculo da matriz correspondente à velocidade seguinte
```



## **A2**

**Código em APDL da implementação  
da análise transitória no problema  
de cargas móveis**

### ! Definição dos elementos de entrada da análise transitória

```
*Do, velcdd, 140, 420, ! Ciclo que faz correr todas as velocidades

/INPUT,'Alfa_%velcdd%kmh',' ',' '
/SOL

ANTYPE,4 ! Análise transitória, tipo 4
TRNOPT,MSUP,'n', , ,0 ! Expandir a análise para os n primeiros modos
LUMPM,0

ALPHAD,0,
BETAD,0,
DMPRAT,'ξ', ! Define o coeficiente de amortecimento ξ
MDAMP,1, , , , , ,

TIME,0
AUTOTS,-1
DELTIM,'Δt', , ,1 ! Define o passo de integração Δt
KBC,0
TSRES,ERASE
```

### ! Colocação das forças nodais equivalentes na estrutura para se realizar a análise transitória

```
LSWRITE,1, ! Comando para gravar o primeiro passo de integração

OUTRES,ALL,ALL,

*GET,numero_loadsteps,PARM,Alfa_%velcdd%kmh,DIM,1,, ! Número de linhas da matriz de forças nodais

*DO,timestep,1,numero_loadsteps,1 ! Faz-se correr todos os passos de integração

    *DO,numero_no,1,77,1 ! Faz-se correr todos os nós do percurso de cargas
```

### ! Apagar e colocar as forças nodais equivalentes no carril da esquerda (x=-3,65 m)

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-3.65,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
FDELE,P51X,ALL

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-3.65,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
F,P51X,FY,-Alfa_%velcdd%kmh(timestep,numero_no+1)/2
```

### ! Apagar e colocar as forças nodais equivalentes no carril da direita (x=-5,25 m)

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-5.25,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
FDELE,P51X,ALL

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-5.25,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
F,P51X,FY,-Alfa_%velcdd%kmh(timestep,numero_no+1)/2
```

```
*ENDDO ! Fim do ciclo de percurso dos nós
```



```
TIME,Alfa_%velcdd%kmh(timestep,1)
AUTOTS,-1
DELTIM,0.002, , ,1
KBC,0
TSRES,ERASE
LSWRITE,timestep+1, ! Comando para gravar o passo de integração em causa

*ENDDO ! Fim do ciclo de percurso dos passos de integração
```

### **! Apagar todas as forças dos nós**

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-3.65,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
FDELE,P51X,ALL
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,NODE(-5.25,0.1025,Coordenadas_nos(1,numero_no,1))
FDELE,P51X,ALL
```

### **! Vibração livre**

```
TIME,Alfa_%velcdd%kmh(timestep,1)+”t” ! Após o último passo, realizar t segundos em vibração livre

AUTOTS,-1
DELTIM,0.002, , ,1
KBC,0
TSRES,ERASE

LSWRITE,timestep+2
```

### **! Resolver e calcular todos os passos de integração formados**

```
LSSOLVE,1,timestep+2,1

FINISH ! Fim da análise transitória

*DEL,ALL, ! Apagar todos os parâmetros

*ENDDO ! Fim do ciclo de percurso das velocidades
```



## **A3**

**Código em APDL para a realização  
do pós-processamento dos  
resultados**

### **! Definição dos pontos a estudar**

```
Inicio=node(-3.65,-0.735,0)
Quarto_de_vao=node(-3.65,-0.735,11.4)
Terco_de_vao=node(-3.65,-0.735,14.6)
Meio_vao=node(-3.65,-0.735,21)
```

### **! Cálculo dos deslocamentos verticais (Y) em cada um dos pontos**

```
NSOL,2,Inicio,U,Y,Deslocamento_inicio_ponte
STORE,MERGE
```

```
NSOL,3,Quarto_de_vao,U,Y,Deslocamento_quarto_vao
STORE,MERGE
```

```
NSOL,4,Terco_de_vao,U,Y,Deslocamento_terco_vao
STORE,MERGE
```

```
NSOL,5,Meio_vao,U,Y,Deslocamento_meio_vao
STORE,MERGE
```

### **! Cálculo das velocidades em cada um dos pontos a partir da derivada dos deslocamentos**

```
FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,6,2,1,.,Velocidade_inicio_ponte
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,7,3,1,.,Velocidade_quarto_vao
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,8,4,1,.,Velocidade_terco_vao
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,9,5,1,.,Velocidade_meio_vao
STORE,MERGE
```

### **! Cálculo das acelerações em cada um dos pontos a partir da derivada das velocidades**

```
FILLDATA,192,,,,0,0
FILLDATA,193,,,,1,0
FILLDATA,194,,,,-1,0
FILLDATA,195,,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,10,6,1,,Aceleracao_inicio_ponte
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,,0,0
FILLDATA,193,,,,1,0
FILLDATA,194,,,,-1,0
FILLDATA,195,,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,11,7,1,,Aceleracao_quarto_vao
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,,0,0
FILLDATA,193,,,,1,0
FILLDATA,194,,,,-1,0
FILLDATA,195,,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,12,8,1,,Aceleracao_terco_vao
STORE,MERGE
```

```
FILLDATA,192,,,,0,0
FILLDATA,193,,,,1,0
FILLDATA,194,,,,-1,0
FILLDATA,195,,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,13,9,1,,Aceleracao_meio_vao
STORE,MERGE
```

### **! Criar gráficos dos registos e gravar os resultados num ficheiro EXCEL**

```
*CREATE,scratch,gui
*DEL,_P26_EXPORT
*DIM,_P26_EXPORT,TABLE,8798,8
VGET,_P26_EXPORT(1,0),1
VGET,_P26_EXPORT(1,1),2
VGET,_P26_EXPORT(1,2),3
VGET,_P26_EXPORT(1,3),4
VGET,_P26_EXPORT(1,4),5
VGET,_P26_EXPORT(1,5),10
VGET,_P26_EXPORT(1,6),11
VGET,_P26_EXPORT(1,7),12
VGET,_P26_EXPORT(1,8),13
/OUTPUT,'Comboio_velocidade','prn','C:/Documents and Settings '
*VWRITE,'TIME','Deslocamento_inicio_ponte','Deslocamento_quarto_vao','Deslocamento_terco_vao','Deslocamento_meio_vao','Aceleracao_inicio_ponte','Aceleracao_quarto_vao','Aceleracao_terco_vao','Aceleracao_meio_vao'
%14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C
*VWRITE,_P26_EXPORT(1,0),_P26_EXPORT(1,1),_P26_EXPORT(1,2),_P26_EXPORT(1,3),_P26_EXPORT(1,4),_P26_EXPORT(1,5),_P26_EXPORT(1,6),_P26_EXPORT(1,7),_P26_EXPORT(1,8)
%14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G
/OUTPUT,TERM
*END
/INPUT,scratch,gui
```



# A4

**Código em APDL do cálculo das  
forças modais ao longo do espaço  
percorrido pelo comboio**

! Depois de calculada a matriz com as forças NODAIS EQUIVALENTES, seguem-se os seguintes passos para a matriz de forças MODAIS (Fn).

### ! Extracção das coordenadas modais em cada nó do caminho de cargas para o modo desejado

```

/POST1                                ! Pós-processamento
numero_modos="n"                      ! Número de modos a estudar

*dim,pontos_carril,array,1,77          ! Vector com as coordenadas dos nós do caminho de cargas
*do,i,1,77,1
pontos_carril(1,i)=node(-3.65,0.1025,42/76*(i-1))
*enddo

*dim,Modo_carril,array,numero_modos,77 ! Matriz das coordenadas modais de todos os modos ( $\Phi n$ )
SET,LIST,999

*DO,j,1,numero_modos                  ! Fazer correr todos os modos (linhas da matriz)
  SET,,, ,numero_modos+1

  *DO,i,1,77,1                        ! Fazer correr todos os nós do percurso (colunass da matriz)
  *VGET,Modo_carril(j,i),NODE,pontos_carril(1,i),U,Y, , ,2          ! coordenada vertical (Y)
  *ENDDO

*ENDDO

```

### ! Cálculo das forças modais ao longo do espaço percorrido

```

/PREP7                                ! Pré-processamento

*dim,F,array,numero_nos,numero_steps  ! Matriz das forças modais transposta

*MFUN,F,TRAN,"Matriz_Forças_nodais"    ! F é a matriz das forças nodais equivalentes transposta

*dim,Fn,array,numero_modos,numero_steps ! Fn é a matriz das forças modais

! Fn resulta da multiplicação matricial do modo de vibração (Modo_Carril) pela matriz de forças nodais equivalentes
! transposta (F):  $F_n = \Phi^T \times F$ 

*MOPER,Fn,Modo_carril,MULT,F

PARSAV,ALL,Fn,txt                      ! Salva os resultados num ficheiro .txt

```